



TECHNISCHE
UNIVERSITÄT
DARMSTADT

**Mitteilungen des Institutes und der Versuchsanstalt für Geotechnik
der Technischen Universität Darmstadt**

Herausgegeben von Prof. Dr.-Ing. Hauke Zachert

**Untersuchungen zur schädigenden Ettringitbildung
bei der Baugrundverbesserung mit hydraulischen
Bindemitteln in tonmineralhaltigen Böden**

Dr.-Ing. Alexandra Weidle

Vom Fachbereich Bau- und Umweltingenieurwissenschaften
der Technischen Universität Darmstadt
zur Erlangung des akademischen Grades eines
Doktor-Ingenieurs (Dr.-Ing.) genehmigte

Dissertation

von

Dipl.-Ing. Alexandra Weidle

aus München

D17

Darmstadt 2019

Referent: Prof. Dr.-Ing. Rolf Katzenbach
Institut und Versuchsanstalt für Geotechnik
Technische Universität Darmstadt

Korreferent: Prof. Dr. ir. Eduardus A.B. Koenders
Institut für Werkstoffe im Bauwesen
Technische Universität Darmstadt

Tag der Einreichung: 27.02.2019

Tag der mündlichen Prüfung: 09.07.2019

Diese Veröffentlichung steht unter folgender Creative-Commons-Lizenz:

CC BY-NC-ND 4.0 International

Namensnennung - Nicht-kommerziell - Keine Bearbeitung 4.0 International

Impressum

Herausgeber:

Prof. Dr.-Ing. Hauke Zachert

Institut und Versuchsanstalt für Geotechnik
der Technischen Universität Darmstadt

Franziska-Braun-Straße 7

D - 64287 Darmstadt

Telefon +49 (0) 6151/16-22810

Telefax +49 (0) 6151/16-22813

E-Mail: zachert@geotechnik.tu-darmstadt.de

ISBN 978-3-942068-27-7

ISSN 1436-6320

Die Herstellung dieses Heftes erfolgte dankenswerter Weise auch mit
Unterstützung des Fördervereins der Freunde des Institutes für
Geotechnik an der Technischen Universität Darmstadt e.V.

Vorwort des Doktorvaters

Mit dem Mitteilungsheft Nr. 107 publizieren das Institut und die Versuchsanstalt für Geotechnik der Technischen Universität Darmstadt die wissenschaftliche Arbeit von Frau Dr.-Ing. Alexandra Weidle. Veranlasst durch einen spektakulären Schadensfall hat Frau Dr. Weidle eine umfassende wissenschaftliche Analyse der schädigenden Ettringitbildung bei der Baugrundverbesserung mit hydraulischen Bindemitteln in tonmineralhaltigen Böden vorgelegt.

Aufbauend auf dokumentierten Berichten und Analysen aus der Betontechnologie zur schädigenden Ettringitbildung wurden von Frau Dr. Weidle die Phänomene der schädigenden Ettringitbildung mit Hilfe von validierten, wissenschaftlichen Untersuchungen an im Labor hergestellten Boden-Bindemittel-Gemischen mit den für die Baugrundverbesserung charakteristischen Eigenschaften untersucht und die unterschiedlichen Einflussfaktoren qualitativ und quantitativ erfasst.

Für künftige Anwendungen, bei denen die schädigende Ettringitbildung für die Standsicherheit und/oder Gebrauchstauglichkeit als relevant eingestuft wird (z.B. Dauerbauwerke, Dichtkonstruktionen sowie Bauhilfsmaßnahmen in der Nähe von verformungsempfindlichen Konstruktionen) stehen mit dieser Arbeit Anhaltswerte zur Verfügung, anhand derer vor Konzeptionierung einer Baugrundverbesserung das Schadenspotenzial und auch das Schadensrisiko realitätsnah unter Würdigung der konkreten, projektspezifischen Randbedingungen beurteilt werden kann.

Ein Teil der hier veröffentlichten wissenschaftlichen Arbeit entstand im Rahmen des in Kooperation mit dem F.A.-Finger Institut an der Bauhaus Universität Weimar durchgeführten und von der DFG geförderten Forschungsvorhabens „Schädigende Ettringitbildung durch Schichtsilikate“. Für die Forschungsförderung sei, auch im Namen der Autorin, herzlich gedankt.

Darmstadt, im Juli 2019

Rolf Katzenbach

Vorwort der Autorin

Die hier vorliegende Arbeit entstand im Rahmen meiner wissenschaftlichen Tätigkeit bei Herrn Professor Dr.-Ing. Rolf Katzenbach am Institut und der Versuchsanstalt für Geotechnik der Technischen Universität Darmstadt.

Die Forschungsarbeit greift offene Fragestellungen auf, die im Rahmen der Begutachtung eines Schadensfalls in der Innenstadt von München, bei dem die Standsicherheit einer mit dem Düsenstrahlverfahren hergestellte Unterfangung nicht mehr gegeben war, nicht beantwortet werden konnten. Aufbauend auf den im Rahmen der Schadensanalyse durchgeführten Untersuchungen wurde eine von der Deutschen Forschungsgemeinschaft DFG geförderte Forschungs Kooperation zur „Schädigenden Ettringitbildung bei Schichtsilikaten“ mit Professor Dr.-Ing. Jochen Stark vom F.A.-Finger Institut an der Bauhaus Universität Weimar initiiert. Teile der Forschungsergebnisse sind in dieser Arbeit dokumentiert.

Ich möchte mich bei allen bedanken, die zum Gelingen dieser Arbeit beigetragen haben. Allen voran geht ein besonderer Dank an meinen Doktorvater Professor Dr.-Ing. Rolf Katzenbach. Unter seiner Leitung und seinem fachlichen Wirken am Institut und der Versuchsanstalt für Geotechnik konnte ich mich durch die Einbindung in die universitäre Lehre und die selbständige Bearbeitung äußerst anspruchsvoller Projekte sowohl fachlich als auch persönlich entwickeln und verwirklichen. Für das in mich gesetzte Vertrauen möchte ich herzlich danken.

Ein weiterer Dank geht an alle Kollegen am Institut und der Versuchsanstalt für Geotechnik, die stets für ein sehr angenehmes Arbeitsumfeld gesorgt haben. Ohne die konstruktive Zusammenarbeit mit den Kollegen aus Labor und Versuchsanstalt wären die zahlreichen Untersuchungen und Versuchsreihen nicht möglich gewesen.

Ein besonderer Dank gilt den vielen Studierenden, die mich bei meinen Tätigkeiten am Institut unterstützt haben. Besonders hervorheben möchte ich an dieser Stelle Frau Dipl.-Ing. Annette Ardelt, Frau Nesrin Ates und Frau Dipl.-Ing. Dorothea Krahn, die besonders zum Gelingen dieser Arbeit beigetragen haben.

Der wichtigste Dank geht an meine Eltern Christa und Gerhard Weidle für ihre uneingeschränkte Unterstützung auf meinem gesamten Lebensweg sowie an meinen Mann Jürgen Balke, ohne seinen Rückhalt und die motivierenden Diskussionen wäre diese Arbeit nicht möglich gewesen.

Darmstadt, im Juli 2019

Alexandra Weidle

Inhaltsverzeichnis	Seite
Symbolverzeichnis	V
1 Einführung und Ziel der Arbeit	1
2 Baugrundverbesserung mit hydraulischen Bindemitteln	5
2.1 Allgemeines	5
2.2 Anwendungsgebiete und Herstellverfahren	5
3 Boden-Bindemittel-Gemische	8
3.1 Allgemeines	8
3.2 Ausgangsstoffe für Boden-Bindemittel-Gemische	9
3.2.1 Hydraulische Bindemittel	9
3.2.2 Boden	12
3.2.3 Zugabe- und Grundwasser	19
3.3 Der Prozess der Verfestigung bei hydraulischen Bindemitteln	21
3.3.1 Allgemeines	21
3.3.2 Hydratation des Bindemittels	21
3.3.3 Puzzolanische Verfestigung	25
3.4 Eigenschaften des verfestigten Boden-Bindemittel-Gemisches	28
4 Schädigende Ettringitbildung	35
4.1 Allgemeines	35
4.2 Begriffsdefinitionen	35
4.3 Morphologie	37
4.4 Bildungsmechanismen von schädigendem Ettringit	42
4.4.1 Ettringitbildung durch Sulfatüberschuss	42
4.4.1.1 Allgemeines	42
4.4.1.2 Bindemittel als Sulfatquelle	45
4.4.1.3 Boden und Grundwasser als Sulfatquelle	46
4.4.2 Ettringitbildung durch Aluminate aus den Tonmineralen des Bodens	50
4.4.3 Ettringitbildung infolge Temperatureinfluss	55
4.4.3.1 Verzögerte Ettringitbildung	55
4.4.3.2 Zersetzung und Rekristallisation von primärem Ettringit infolge fallender Temperaturen	56
4.4.3.3 Kristallisation von Ettringit durch Frosteinwirkung	58

4.4.4	Weitere Bildungsmöglichkeiten von Ettringit	58
4.4.4.1	Zersetzung und Rekristallisation von Ettringit durch Änderungen in der chemischen Zusammensetzung der Porenlösung	58
4.4.4.2	Ettringitkristallisation aus Magnesium und Calcium im Boden	59
4.4.5	Zusammenfassung	59
4.5	Theorien zu den Schädigungsmechanismen	61
4.5.1	Allgemeines	61
4.5.2	Topochemischer Mechanismus	62
4.5.3	Adsorption	63
4.5.4	Ort der Kristallbildung	64
4.5.5	Zusammenfassung	65
4.6	Bedeutung von Gefügeeigenschaften und Milieubedingungen für die schädigende Ettringitbildung	66
4.6.1	Allgemeines	66
4.6.2	Bedeutung der stöchiometrischen Verhältnisse	67
4.6.3	Bedeutung von Gefüge und Struktureigenschaften bzw. Festigkeit und Durchlässigkeit	70
4.6.4	Einfluss des Verformungsverhaltens der Boden-Bindemittel-Matrix	73
4.6.5	Bedeutung des Temperaturverlaufs während und nach der Hydratation	75
4.6.6	Bedeutung der Umgebungsfeuchte	78
4.6.7	Bedeutung von Vorschädigungen	79
4.6.8	Bedeutung der Zusammensetzung der Porenlösung	80
4.6.9	Zusammenfassung	83
5	Wirkung der schädigenden Ettringitbildung in der Baugrundverbesserung	84
5.1	Schadensfälle und Schadensbilder	84
5.2	In-situ-Quelldehnungen von Boden-Bindemittel-Gemischen	85
5.3	Quellverhalten von Boden-Bindemittel-Gemischen unter Laborbedingungen	89
5.3.1	Definition	89
5.3.2	Anforderungen an Probennahme und Versuchsrandbedingungen	93
5.3.3	Ergebnisse von Quelldehnungsversuchen	95
5.3.4	Ergebnisse von Quelldruckversuchen	97
5.3.5	Ergebnisse der Festigkeitsentwicklung	99
5.4	Zusammenfassung	103

6	Dokumentation und Analyse eines Schadens infolge Ettringitbildung in einer Düsenstrahlunterfangung	105
6.1	Projektbeschreibung	105
6.2	Baugrund- und Grundwasserverhältnisse	107
6.3	Chronologie der Ereignisse	109
6.4	Geodätische Messungen	113
6.5	Geotechnische Messungen	117
6.6	Visuelle Begutachtung und Dokumentation	120
6.7	Laboruntersuchungen • Boden	123
6.8	Laboruntersuchungen • Boden-Bindemittel-Gemische	124
6.8.1	Mineralogische Zusammensetzung	124
6.8.2	Visuelle Bemusterung von Gefügestruktur und Mineralphasenneubildung	126
6.8.3	Einaxiale Druckfestigkeit	128
6.8.4	Physikalische Kenngrößen des Boden-Bindemittel-Gemisches	129
6.8.5	Langzeitversuche zum Quelldruck	130
6.8.6	Langzeitversuche zur Bestimmung der Quelldehnung	133
6.8.7	Analyse und Schlussfolgerungen aus den Laborversuchen an den Boden-Bindemittel-Gemischen	136
6.9	Laboruntersuchungen • Bindemittelproben	141
6.9.1	Mineralogische Zusammensetzung	141
6.9.2	Langzeitversuche zur Quelldehnung	142
6.10	Zusammenfassende Analyse der Untersuchungsergebnisse	144
7	Untersuchungen und Analysen zur Eingrenzung der Einflussfaktoren für die schädigende Ettringitbildung	147
7.1	Allgemeines	147
7.2	Böden und Bindemittel für die Laborversuche	149
7.3	Grundsatzuntersuchungen zum Sulfatgehalt und zur Reaktivität der Tonminerale in den Versuchsböden	154
7.4	Untersuchungen zum Einfluss verschiedener Bindemittel auf das Quellverhalten	156
7.4.1	Langzeitversuche zur Quelldehnung unter Nachbildung der in-situ-Verhältnisse im Labor	157
7.4.2	Kurzzeitversuche zur Quelldehnung unter optimierten Randbedingungen für die Ettringitbildung	164
7.5	Untersuchungen zum Einfluss von Tonmineralen und Sulfaten im Boden auf das Quellverhalten	168
7.6	Untersuchungen zum Einfluss der Umgebungstemperatur direkt nach Herstellung auf das Quellverhalten	181

7.7	Untersuchungen zum Einfluss des Sulfatgehaltes im Lagerungs- wasser auf das Quellverhalten	184
7.8	Untersuchungen zum Einfluss wechselnder Feuchtebedingungen auf das Quellverhalten	193
7.9	Untersuchungen zum Einfluss der Gefügestruktur auf das Quellverhalten	199
7.10	Zusammenfassung der Ergebnisse aus den Laboruntersuchungen	205
8	Zusammenfassung und Ausblick	212
	Literaturverzeichnis	216
	Normenverzeichnis	235

Symbolverzeichnis

Das Verzeichnis umfasst die wichtigsten wiederkehrenden Symbole.

Lateinische Buchstaben

<i>Symbol</i>	<i>Einheit</i>	<i>Bedeutung</i>
A	[mm ²]	Fläche des Probekörpers
C _u	[-]	Ungleichförmigkeitszahl
c _u	[kN/m ²]	undrained Scherfestigkeit
c _{w,s}	[g/m ² s]	Wasseraufnahmekoeffizient (inf. Kapillarwirkung)
D	[-]	Lagerungsdichte
E _u	[MN/m ²]	Elastizitätsmodul (Sekantenmodul)
F	[kN]	(Druck-)Kraft
h ₀	[mm]	Probenanfangshöhe
I _c	[-]	Konsistenzzahl
I _p	[-]	Plastizitätszahl
k _f	[m/s]	Durchlässigkeitsbeiwert
m	[g]	Masse des Probekörpers
pH	[-]	pH-Wert; negativer dekadischer Logarithmus der Wasserstoff-Ionen-Konzentration
P	[kN]	Ankerkraft
q _u	[kN/m ²]	(einaxiale) Druckfestigkeit
S _r	[-]	Sättigungszahl
t	[s]	Zeit
V _{gl}	[%]	Glühverlust
V _{Ca}	[%]	Kalkgehalt
w	[%]	Wassergehalt
w _A	[%]	Wasseraufnahmevermögen
w _p	[-]	Ausrollgrenze
W/Z	[-]	Wasser-Zement-Verhältnis bzw. Wasser-Bindemittel-Verhältnis

Griechische Buchstaben

<i>Symbol</i>	<i>Einheit</i>	<i>Bedeutung</i>
Δh_q	[m]	Quellmaß
ε_q	[%]	Quelldehnung
ε_s	[%]	Schwinden, Schrumpfen
$\varepsilon_{vol,ett.}$	[%]	volumetrische Quelldehnung infolge Ettringitbildung
ρ	[g/cm ³]	Dichte
ρ_f	[g/cm ³]	Feuchtdichte
ρ_d	[g/cm ³]	Trockendichte
ρ_s	[g/cm ³]	Korndichte
γ	[kN/m ³]	Wichte
σ	[kN/m ²]	Druckspannung
σ_q	[kN/m ²]	Quelldruck

Chemische Verbindungen

Al_2O_3	Aluminiumoxid, Tonerde
$Al(OH)_3$	Aluminiumhydroxid
CaO	Kalk, Freikalk
$CaCO_3$	Calciumcarbonat, Calcit
$Ca(OH)_2$	Calciumhydroxid, Kalkhydrat, Portlandit
$CaMg(CO_3)_2$	Dolomit
$CaSO_4$	Calciumsulfat, Anhydrit
$CaSO_4 \cdot 2H_2O$	Gips
$CaSO_4 \cdot \frac{1}{2} H_2O$	Halbhydrat
Fe_2O_3	Eisenoxid
FeS_2	Pyrit
H_2SO_4	Schwefelsäure
K_2O	Kaliumoxid
K_2SO_4	Kaliumsulfat
MgO	Magnesiumoxid, Periklas
$Mg(OH)_2$	Brucit
$MgSO_4$	Magnesiumsulfat
Na_2SO_4	Natriumsulfat
Na_2O	Natriumoxid
OH^-	Hydroxid

SO_3	Sulfit
SO_4	Sulfat
SiO_2	Siliciumdioxid
$3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot \text{CaSO}_4 \cdot 12\text{H}_2\text{O}$	Monosulfat
$3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot \text{CaCO}_3 \cdot 11\text{H}_2\text{O}$	Monocarbonat
$3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 3\text{CaSO}_4 \cdot 32\text{H}_2\text{O}$	Ettringit
$\text{CaCO}_3 \cdot \text{CaSO}_4 \cdot \text{CaSiO}_3 \cdot 15\text{H}_2\text{O}$	Thaumasit

Kurzformen in der Silicatchemie

A	Al_2O_3
C	CaO
S	SiO_2
F	Fe_2O_3
H	H_2O
M	MgO
$\bar{\text{S}}$	SO_4
$\bar{\text{N}}$	Natriumäquivalent
AFm	Aluminatferrat-Monosulfat, Monosulfat
AFt	Aluminatferrat-Trisulfat, Ettringit
CAH	Calciumaluminathydrat
CFH	Calciumferrithydrat
CSH	Calciumsilicathydrat
C_2S	Dicalciumsilicat, Belit
$\beta\text{-C}_2\text{S}$	metastabiles Dicalciumsilicat
C_3A	Tricalciumaluminat
C_3S	Tricalciumsilicat, Alit
$\text{C}_4(\text{A}, \text{F})$	Calciumaluminatferrat

Abkürzung der Messmethoden

XRD	Röntgendiffraktometrie (engl.: X-Ray-Diffraction)
ESEM	atmosphärisches Rasterelektronenmikroskop (engl.: Environmental Scanning Electron Microscope)
ESMA	Elektronenstrahlmikroanalyse
REM	Rasterelektronenmikroskopie

1 Einführung und Ziel der Arbeit

Bauvorhaben in Ballungsräumen müssen zunehmend unter beengten Platzverhältnissen realisiert werden. An Bauverfahren und Bauablauf sind dabei besondere technische, wirtschaftliche, nachbarschafts- und genehmigungsrechtliche sowie ökologische Anforderungen gestellt (Katzenbach et al., 2001a). Um trotz häufig ungünstiger Baugrundverhältnisse die Nutzbarmachung von weniger geeignetem Baugrund zu erreichen, kommen Verfahren der Baugrundverbesserung zum Einsatz. Der Baugrund wird dabei als in-situ vorhandener Baustoff verwendet, mit Hilfe von verschiedenen technischen Methoden in seinen Eigenschaften verändert bzw. ertüchtigt und so für die weitere Verwendung brauchbar gemacht (Ingles & Metcalf, 1972).

Die Erfordernisse der Baugrundverbesserung ergeben sich dabei aus den Anforderungen an die Eignung und die Dauerhaftigkeit des Baugrundes, die sich ihrerseits aus den Nachweisen der Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit und der Tragfähigkeit ergeben. Üblicherweise sind durch die Baugrundverbesserung folgende Ergebnisse erzielbar (Sondermann & Kirsch, 2018):

- Erhöhung der Dichte und der Scherfestigkeit zur Erhöhung der Tragfestigkeit,
- Verringerung der Zusammendrückbarkeit bzw. Reduzierung der Verformbarkeit,
- Beeinflussung der Durchlässigkeit zur Reduzierung der Wasserdurchlässigkeit sowie bei bindigen Böden zur Reduzierung der Verformungsgeschwindigkeit,
- Verbesserung der Homogenität zur Vergleichmäßigung der Baugrundeigenschaften.

Für die Baugrundverbesserung stehen verschiedene Methoden zur Verfügung. Entsprechend der Working Groups des Technical Committee 211 „Ground Improvement“ der International Society of Soil Mechanics and Geotechnical Engineering werden fünf Kategorien der Baugrundverbesserung unterschieden (Chu et al., 2009):

- Baugrundverbesserung ohne Zugabe von Fremdmaterial in nicht-bindigen Böden, z.B. dynamische Intensivverdichtung, Rütteldruckverdichtung;
- Baugrundverbesserung ohne Zugabe von Fremdmaterial in bindigen Böden, z.B. Vorbelastung, Bodenaustausch;
- Baugrundverbesserung mit Zugabe von Fremdmaterial, z.B. Rüttelstopfverdichtung, geotextilummantelte Stopfsäulen;
- Baugrundverbesserung unter Zugabe von Bindemitteln (Kalk, Zement, etc.), z.B. Düsenstrahlverfahren, Injektionen;
- Baugrundverbesserung durch Bewehrung, z.B. geotextilbewehrte Erde, Bodenvernagelung.

Der Fokus dieser Arbeit liegt auf der Baugrundverbesserung durch Zugabe von hydraulischen Bindemitteln. Diese Art der Baugrundverbesserung ist ein vielseitig einsetzbares Verfahren. Neben der Erhöhung der Tragfähigkeit z.B. für Unterfangungen, Verbauwände etc. kann damit auch die Durchlässigkeit des Baugrundes reduziert werden (z.B. Dichtsohlen, Dichtschirm, Dichtung zwischen anderen konstruktiven Elementen im Baugrund).

Das hydraulische Bindemittel bildet aus dem Baugrund sowie dem im Boden vorhandenen oder zusätzlich eingebrachten Wasser in der Bindemittelsuspension einen beton- bzw. mörtelähnlichen Körper, ein Boden-Bindemittel-Gemisch (vgl. Bild 1.1). Das Gemisch besitzt i.d.R. eine höhere Festigkeit und gleiche bzw. geringere Wasserdurchlässigkeit als der unbehandelte Baugrund. Die Verfestigung erfolgt durch chemische Reaktionen des hydraulischen Bindemittels mit Wasser und u.U. durch Reaktionen des Bindemittels mit Bestandteilen des Bodens.

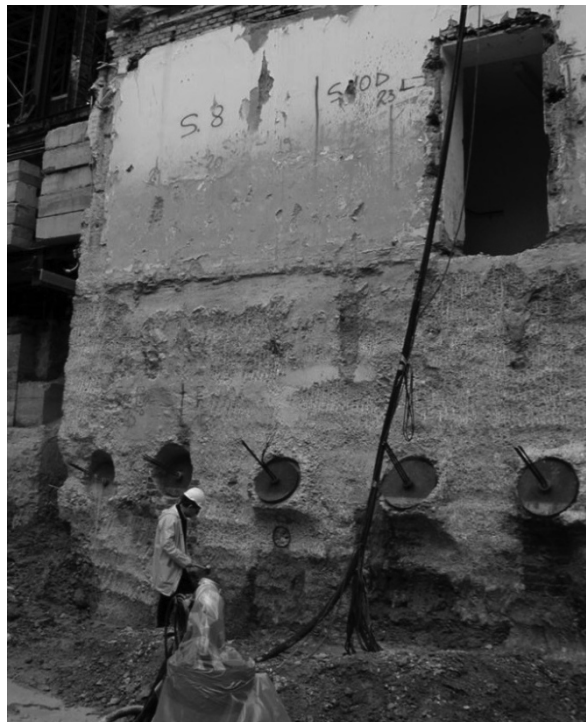


Bild 1.1 Freigelegter einfach rückverankerter Unterfangungskörper aus Boden-Bindemittel-Gemisch, hergestellt im Düsenstrahlverfahren

In diesem Zusammenhang sind insbesondere die Tonminerale (Schichtsilicate) zu nennen. Durch die Zugabe des hydraulischen Bindemittels und die sich dadurch ändernden Milieubedingungen wird ihre Struktur verändert. Die zugrundeliegenden chemischen Reaktionen sind zeitabhängig und können extrem langsam ablaufen, so dass noch nach 35 Jahren mit Veränderungen im Materialverhalten der Boden-Bindemittel-Gemische gerechnet werden muss (Brandl, 1999). Dies ist insbesondere bei der Verwendung als Dauerbauwerk zu berücksichtigen.

In der Vergangenheit wurde in einigen Fällen bei Boden-Bindemittel-Gemischen mit tonmineralhaltigen Böden eine Volumenvergrößerung (Quellen) durch die Mineralneubildung von Ettringitkristallen im erhärteten Gefüge beobachtet (Katzenbach & Weidle, 2004; Katzenbach et al., 2004). Bild 1.2 zeigt als typisches Schadensbild eine mit Ettringitkristallen belegte Trennfläche an einem tonmineralhaltigen Boden-Bindemittel-Gemisch. Am verfestigten Boden-Bindemittel-Gemisch werden infolge schädigender Ettringitbildung netzförmige Haarrisse festgestellt, die sich im Laufe der Zeit erweitern und schließlich mit bloßem Auge deutlich sichtbar werden. Die weißen, kristallinen Beläge sind in Poren und auf Trennflächen erkennbar. Im fortgeschrittenen Schädigungsstadium kommt es zu Abplatzungen. Untersuchungen an Proben geschädigter Boden-Bindemittel-Gemische weisen häufig deutlich reduzierte Festigkeitseigenschaften und erhöhte Durchlässigkeit auf. Im weit fortgeschrittenen Stadium wird sogar ein regelrechtes Zerbröckeln der ursprünglich verfestigten Matrix beobachtet.

Das Quellen infolge Ettringitbildung kann also zu Einschränkungen in der Gebrauchstauglichkeit bis hin zum Verlust der Tragfähigkeit der Konstruktion führen. Als Folgeschäden des Quellens im Boden-Bindemittel-Gemisch können zusätzlich Hebungen oder Schiefstellung an angrenzenden Bauteilen und weitere Folgeschäden (Risse etc.) auftreten. Dies ist durch zielorientierte bodenmechanische und chemische Untersuchung des Baugrundes (vgl. Borchert et al. 2001) unter der Voraussetzung, dass die Interaktion der Mischungskomponenten einschätzbar und prognostizierbar ist, zu verhindern.

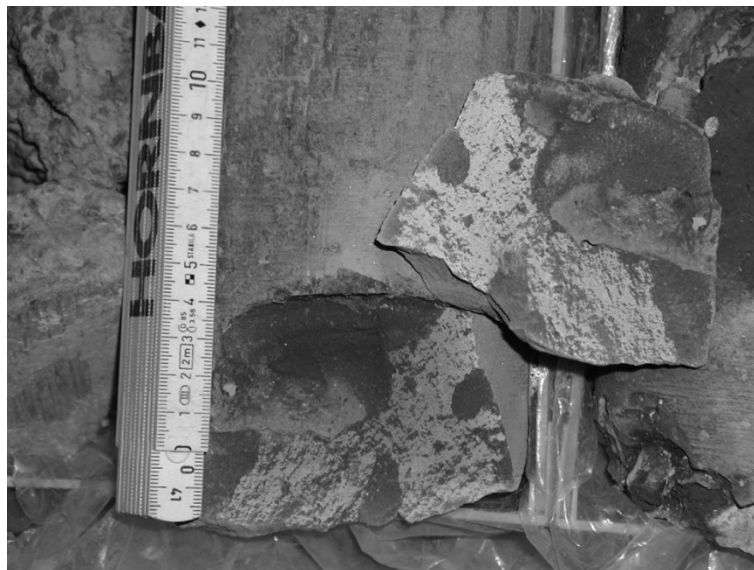


Bild 1.2 Geschädigtes Boden-Bindemittel-Gemisch infolge Quellen durch Ettringitbildung - weiße, kristalline Ettringitbeläge auf Trennflächen und in Poren

Die schädigende Ettringitbildung kann durch verschiedene Materialkonstellationen und Randbedingungen hervorgerufen werden. Bekannt und in den technischen Regelwerken berücksichtigt ist bislang lediglich die Schädigung bei sogenannten erdberührten Bauteilen, die in sulfathaltigen Böden und/oder Wässern hergestellt werden. Maßgebend ist hier DIN 4030. Dort sind Verfahren und Kriterien zur Beurteilung des Angriffsvermögens u.a. von Sulfaten im Grundwasser und in Böden auf Betonbauteile geregelt.

Kriterien und Empfehlungen für die Eignung der in-situ-Bestandteile Boden und Grundwasser in Kombination mit dem für die Baugrundverbesserung verwendeten Bindemittel existieren bis dato nicht.

Der Sulfatgehalt ist allerdings nur ein Element von vielen, das für die schädigende Ettringitbildung verantwortlich ist. So ist der Schädigungsprozess zeitabhängig und es kann viele Jahre dauern, bis eine Schädigung erkennbar bzw. relevant wird. Es existieren bis dato keine zuverlässigen Angaben, wie viel Ettringit gebildet werden muss, bis Schäden auftreten. Zur Kontrolle kann die Volumenzunahme bzw. das Quellen gemessen und die Gefügestruktur optisch kontrolliert werden. Sowohl die Messungen als auch die optische Kontrolle korrelieren aber nicht per se mit der gebildeten Ettringitmenge. Die tolerierbare Ettringitbildung hängt von der Güte der Gefügestruktur im Boden-Bindemittel-Gemisch, der Porenstruktur (Porengröße und -anzahl), dem Wasserangebot im Boden-Bindemittel-Gemisch, dem Zeitpunkt der Ettringitbildung, der Überlagerungsspannung, der Bildungsgeschwindigkeit etc. ab (vgl. Little et al, 2010). Die komplexen Zusammenhänge sind ein wesentlicher Grund dafür, dass bis heute für Boden-Bindemittel-Gemische keine technischen Vorschriften existieren, die einen Zusammenhang zwischen dem Grad der Ettringitbildung und dem Schadensausmaß resp. dem Schadenspotenzial berücksichtigen.

Im Rahmen dieser Arbeit wird das Phänomen der schädigenden Ettringitbildung näher analysiert. Dazu werden zunächst die Erkenntnisse aus der Betontechnologie zusammengefasst sowie die in der Literatur dokumentierten Erfahrungen aus der Bodenverbesserung zusammengestellt. Anhand der Analyse und Bewertung eines Schadensfalls werden eigene Erfahrungen mit der schädigenden Ettringitbildung bei einer Baugrundverbesserung in tonmineralhaltigen Böden dokumentiert.

Basierend auf diesen Erkenntnissen werden die für die Baugrundverbesserung relevanten Komponenten und Aspekte für die schädigende Ettringitbildung identifiziert und die verschiedenen Aspekte mit Hilfe eines umfangreichen eigenen Laborversuchsprogramms analysiert. So wird der Einfluss insbesondere von tonmineralhaltigen Böden in Kombination mit unterschiedlichen hydraulischen Bindemitteln sowie der Einfluss von weiteren Randbedingungen (Temperatur, Kubatur, Gefügeeigenschaften etc.) auf die Ettringitbildung, die Menge der Mineralneubildung und das daraus resultierende Schädigungspotenzial untersucht.

2 Baugrundverbesserung mit hydraulischen Bindemitteln

2.1 Allgemeines

Im Spezialtiefbau bilden die Verfahren der Baugrundverbesserung mit Zugabe von hydraulischen Bindemitteln eine der fünf Hauptkategorien zur Baugrundverbesserung, wie sie von der Working Group des Technical Committee 211 „Ground Improvement“ der International Society of Soil Mechanics and Geotechnical Engineering ISSMGE definiert wurden (Chu et al., 2009).

Obwohl in Literatur und Praxis die Begriffe Baugrundverbesserung, Bodenverfestigung und Bodenverbesserung vielfach synonym verwendet werden, unterscheiden sich die Verfahren des Erdbaus und des Spezialtiefbaus in wesentlichen Punkten. Die ZTV E-StB 17 (2017) unterscheidet im Erdbau die Verfahren der Bodenverfestigung und der Bodenverbesserung. Dazu heißt es dort:

„Abs. 1.2.7 Bodenverfestigungen sind Verfahren, bei denen die Widerstandsfähigkeit des Bodens gegen Beanspruchung durch Verkehr und Klima durch die Zugabe von Bindemitteln so erhöht wird, dass der Boden dauerhaft tragfähig und frostsicher wird.“

„Abs. 1.2.8 Bodenverbesserungen sind Verfahren zur Verbesserung der Einbaufähigkeit und der Verdichtbarkeit von Böden und zur Erleichterung der Ausführung von Bauarbeiten.“

Die Bodenverfestigung bezieht sich also auf die Erhöhung der Dauerhaftigkeit und Festigkeit des Bodens, die Bodenverbesserung auf die Veränderung der Verarbeitbarkeit der Böden (Floss, 2009).

Im Spezialtiefbau wird bei der Baugrundverbesserung durch die Zugabe von hydraulischen Bindemitteln die Erhöhung der Festigkeit und/oder die Reduzierung der Durchlässigkeit der Böden für eine genau definierte Kubatur angestrebt. Durch die Zugabe von deutlich größeren Bindemittelmengen als im Erdbau entsteht so im Boden ein neues Konstruktionselement mit den gewünschten Eigenschaften.

2.2 Anwendungsgebiete und Herstellverfahren

Die Herstellung eines Boden-Bindemittel-Gemisches zur Baugrundverbesserung erfolgt durch direktes Einbringen des hydraulischen Bindemittels in den Baugrund (Ingles & Metcalf, 1972). Als Bindemittel werden in der Regel Zemente, Kalke oder Zement-Kalk-Gemische in Pulverform oder als Suspension mit dem Boden vermischt. Durch die Zugabe des Bindemittels werden die körnigen Bestandteile des Bodens zu einem

Festkörper verbunden bzw. verklebt. Die hydraulischen Bindemittel bestehen dabei weitgehend aus natürlichen Rohstoffen und werden mittels speziellen Aufbereitungsverfahren hergestellt (Henning & Knöfel, 1997; Knoblauch & Schneider, 1995). Bei Kontakt mit Wasser erhärten die Bindemittel durch chemische Reaktionen, es bilden sich kristalline, wasserunlösliche Reaktionsprodukte. Damit das Boden-Bindemittel-Gemisch die geforderten Eigenschaften erreicht, ist ein einwandfreies Aushärten des Gemisches erforderlich, wobei die Faktoren (Erhärtungs-)Zeit und Wasserangebot den Verbesserungsgrad maßgeblich beeinflussen.

Die Durchmischung des Bodens mit Bindemittel erfolgt in-situ, also im Baugrund selbst. Ziel ist eine möglichst gleichmäßige und sorgfältige Vermischung von Boden und Bindemittel. In mehreren aufeinanderfolgenden Herstellschritten wird dazu mit Hilfe eines Mischwerkzeuges ein begrenzter Bereich im Baugrund mit Bindemittel durchmischt und so der verbesserte Bodenkörper erstellt. Typische Bauteile, die mit Hilfe der Baugrundverbesserung hergestellt werden, sind nach Hansbo & Massarsch (2005)

- Verbauwände, Dichtsohlen und -blöcke, Aussteifungselemente etc. für temporäre Zwecke,
- Unterfangungen, Gründungselemente, Böschungs- oder Dammstabilisierung u.a. als dauerhafte Bauwerke.

Je nach Mischwerkzeug wird in hydraulische und mechanische Verfahren unterschieden.

Beim hydraulischen Verfahren, in den technischen Regelwerken als Düsenstrahlverfahren (engl.: jet grouting) bezeichnet, wird das Bindemittel als Suspension durch einen energiereichen Flüssigkeitsstrahl in den Baugrund eingebracht, die Zerstörung der Bodenstruktur und die Vermischung des Bodens mit dem Bindemittel erfolgt hydraulisch. Das Düsenstrahlverfahren kommt sowohl in bindigen als auch in nicht-bindigen Böden zum Einsatz. Planung, Ausführung, Prüfung und Überwachung sind in DIN EN 12716 und DIN 18321 geregelt.

Die mechanischen Verfahren zur Baugrundverbesserung sind in den technischen Regelwerken unter dem Begriff „Tiefreichende Bodenstabilisierung“ zusammengefasst (DIN EN 14679, Broms, 1999 u.a.). Dabei wird das Bindemittel in den Baugrund eingebracht und durch ein oder mehrere nebeneinander angeordnete, rotierende Mischwerkzeuge mechanisch mit dem Boden vermischt. Der Baugrund wird dazu zunächst mit dem rotierenden Rührwerkzeug bis in die erforderliche Tiefe durchfahren, wobei der Boden in seiner Struktur gelöst und zerkleinert wird. Während des Ziehvorganges erfolgt das Vermischen mit dem Bindemittel (DIN EN 14679, Sondermann & Wehr, 2002, Berg, 2002 u.a.). Als Transportmedium für das Bindemittel dient entweder Druckluft (Trockenmischverfahren, Dry Mixing Methods) oder Wasser (Nassmischver-

fahren, Wet Mixing Methods). Die Verfahren der Tiefreichenden Bodenstabilisierung sind auch unter den Begriffen Tiefenmischverfahren, Deep Mixing bzw. Deep Mixing Methods (DMM) bekannt. Die Benennung der einzelnen Verfahren erfolgt anhand verfahrenstechnischer Merkmale (z.B. Mixed-in-Place Verfahren, Fräs-Misch-Injektionsverfahren) bzw. anhand des verwendeten Bindemittels (z.B. Lime-Cement-Columns). Bruce et al. (1999) zählen weltweit insgesamt 24 verschiedene Bezeichnungen für die Tiefreichende Bodenstabilisierung.

Die Tiefreichende Bodenstabilisierung wird bevorzugt in Böden mit hoher Zusammendrückbarkeit und geringer Eigenfestigkeit angewandt, also

- in locker gelagerten Sanden oder Sandauffüllungen (hoher Porenanteil),
- in fetten Tonen (hohe Plastizität),
- in Schluffen mit hohem Feinkornanteil,
- in Torfen (hoher Wassergehalt).

Ungeeignet ist die Tiefreichende Bodenstabilisierung im Fels und bei Steinen und/oder Blöcken im Baugrund.

Im Gegensatz zum hydraulischen Verfahren kann durch die exakte Dosierung der Bindemittelzugabe auch bei geschichtetem Baugrund der Verbesserungsgrad bei konstanten Elementabmessungen gewährleistet werden.

Eine Kombination aus Düsenstrahlverfahren und Tiefreichender Bodenstabilisierung stellen die sogenannten Hybridtechniken dar (z.B. TSM®-Verfahren (Trunk & Breitsprecher, 2006), SWING- und JACSMAN-Methode (Sondermann & Kirsch, 2018)). Das mechanische Mischwerkzeug besitzt zusätzliche Hochdruckdüsen, durch die das Bindemittel als Suspension in den Baugrund eingebracht werden kann.

3 Boden-Bindemittel-Gemische

3.1 Allgemeines

Die Verbesserung der Baugrundeigenschaften durch Einmischen von hydraulischen Bindemitteln basiert im Wesentlichen auf chemischen Reaktionen, die auf die hydraulischen Eigenschaften des Bindemittels zurückzuführen sind (Porbaha, 1998). Zusätzlich können auch puzzolanische Reaktionen zwischen bestimmten chemischen Bestandteilen des Bindemittels und des Bodens (z.B. Gips, Tonminerale) eine Rolle spielen.

Als hydraulisch werden diejenigen Stoffe bezeichnet, die durch Reaktion mit Wasser sowohl an der Luft als auch unter Wasser erhärten (Zement, hydraulischer Kalk, etc.). Die Erhärtungsprodukte selbst sind wasserunlöslich. Die hydraulischen Bestandteile bestehen in der Regel zu mehr als zwei Dritteln aus Calciumsilicathydrat, den so genannten CSH-Phasen, mit einem Verhältnis

$$\frac{\text{Ca}}{\text{SiO}_2} > 2$$

Puzzolane und latent-hydraulische Bestandteile sind kieselsäurehaltige oder kieselsäure- und tonerdehaltige Stoffe natürlichen oder künstlichen Ursprungs, die allein mit Wasser nicht erhärten, aber hydraulisch reagieren und zementartige Eigenschaften besitzen, wenn ihnen als Anreger ein Stoff beigegeben wird. Beispiele für diese Stoffe sind Hüttensand und Flugasche. Durch den Anreger (z.B. Kalk) entfaltet sich die hydraulische Eigenschaft des Stoffes, wobei Puzzolane mit dem Anreger und latent-hydraulische Stoffe durch den Anreger hydraulisch reagieren und mit den freiwerdenden Calciumhydroxidionen zu Silicat- und Aluminathydraten reagieren. Der wesentliche Unterschied zwischen den beiden Stoffgruppen besteht in ihrem Kalkgehalt, der bei puzzolanischen Stoffen im Allgemeinen unter 10 % und bei latent-hydraulischen Stoffen zwischen 30 % und 55 % liegt (Knoblauch & Schneider, 1995). Im erhärteten Zustand enthalten puzzolanische Stoffe geringere Mengen Calciumhydroxid als hydraulische Stoffe.

Als inerte Stoffe werden diejenigen Bestandteile bezeichnet, die dem Bindemittel als Füller beigegeben werden und z.B. zur Verbesserung der Verarbeitbarkeit dienen, selbst aber keine Calciumsilicathydrate bilden.

3.2 Ausgangsstoffe für Boden-Bindemittel-Gemische

3.2.1 Hydraulische Bindemittel

Die hydraulischen Bindemittel sind Stoffgemische aus hydraulischen, puzzolanischen, latent-hydraulischen und inerten Bestandteilen, die im Wesentlichen aus den anorganischen Verbindungen von Kalk (CaO), Tonerde (Al_2O_3), Eisen(III)-oxid (Fe_2O_3) und Siliciumdioxid (SiO_2) zusammengesetzt sind. Die genaue Zusammensetzung der sog. CEM-Zemente ist in DIN EN 197-1 geregelt (Tabelle 3.1).

Der Portlandzementklinker als wesentlicher Hauptbestandteil des Bindemittels ist ein heterogenes Material, das aus einer Rohstoffmischung mit den in Tabelle 3.2 aufgelisteten Bestandteilen (hier dargestellt als Oxide) besteht.

Hauptbestandteile		Wirkung
Portlandzementklinker (K)	mind. 66 M.-% Calciumsilicate ($3\text{CaO} \cdot \text{SiO}_2$ und $2\text{CaO} \cdot \text{SiO}_2$) sowie weitere Klinkerphasen (Al_2O_3 , Fe_2O_3 u.a.)	hydraulisch
Hüttensand (S)	mind. 66 M.-% CaO , MgO und SiO_2 , sowie Al_2O_3 u.a.	latent-hydraulisch
Puzzolane (P, Q)	mind. 25 M.-% reaktionsfähiges Siliciumdioxid sowie Aluminiumoxid, wenig Fe_2O_3 u.a.	puzzolanisch
Flugasche (V, W)	kieselsäurereich oder kalkreich mind. 25 M.-% reaktionsfähiges SiO_2 , CaO , Al_2O_3 , wenig Fe_2O_3 u.a.	puzzolanisch und/oder hydraulisch
Gebrannter Schiefer (T)	Dicalciumsilicat und Monocalciumaluminat, puzzolanisch reagierendes SiO_2	hydraulisch und puzzolanisch
Kalkstein (L, LL)	mind. 75 M.-% CaCO_3	hydraulisch
Silicastaub (D)	amorphes Siliciumdioxid mind. 85 M.-%	puzzolanisch

Tabelle 3.1 Hauptbestandteile von CEM-Zementen nach DIN EN 197-1

Nebenbestandteile sind fein zerkleinerte, anorganische, mineralische Stoffe, die sowohl als inerte Füller dienen als auch latent-hydraulische bis puzzolanische Eigenschaften besitzen. Ihr Anteil im Zement ist auf 5 M.-% begrenzt (DIN EN 197-1).

Ergänzend zu den in DIN EN 197 beschriebenen Zementen sind Zemente mit speziellen Eigenschaften, z.B. Sulfathüttenzement in DIN EN 15743 oder Tonerdezemente in DIN EN 14647 geregelt.

Klinkerphasen	Chemische Formel	Kurzbezeichnung	Eigenschaften	Anteil im Portlandzement [M.-%]
Tricalciumsilicat (Alit)	$3 \text{ CaO} \cdot \text{SiO}_2$	C ₃ S	schnelle Erhärtung, hohe Hydratationswärme, hohe Festigkeit	45 bis 80
Dicalciumsilicat (Belit)	$2 \text{ CaO} \cdot \text{SiO}_2$	C ₂ S	langsame, stetige Erhärtung, niedrige Hydratationswärme, hohe Festigkeit	0 bis 32
Tricalciumaluminat	$3 \text{ CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3$	C ₃ A	schnelle Reaktion mit H ₂ O, hohe Hydratationswärme, geringe Festigkeit, anfällig gegen Sulfatwässer	7 bis 15
Calciumaluminatferrit	$4 \text{ CaO} (\text{Al}_2\text{O}_3, \text{Fe}_2\text{O}_3)$	C ₄ (A, F)	langsame und geringe Erhärtung, widerstandsfähig gegen Sulfatwässer	4 bis 14
Freies CaO (Freikalk)	CaO	C	verursacht in größeren Mengen Kalktreiben	0,1 bis 3
Freies MgO (Periklas)	MgO	M	verursacht in größeren Mengen Magnesiatreiben	0,5 bis 4,5

Tabelle 3.2 Zusammenstellung der Klinkerphasen im Portlandzement (nach Knoblauch & Schneider, 1995)

Darüber hinaus ist in der Baugrundverbesserung auch die Verwendung von hydraulischen Bindemitteln üblich, die nicht normativ geregelt sind. Diese Bindemittel müssen für den speziellen Verwendungszweck bauaufsichtlich geprüft sein und eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung besitzen. Nach Baumann (1982) bestehen sie meist aus einem Zement-Ton- bzw. Zement-Bentonit-Gemisch. Durch die Zugabe von Ton als Füller werden vor allem die Fließeigenschaften der Suspension verbessert, wobei insbesondere Bentonit (Montmorillonit) aufgrund seines Wasserbindevermögens zu

einer Viskositätserhöhung führt (Kutzner, 1991). Gegenüber den genormten Zementen ist die Festigkeit und Erosionsstabilität dieser Bindemittel jedoch meist etwas niedriger.

Insbesondere bei der tiefreichenden Bodenstabilisierung mit dem Trockenmischverfahren kommen auch Mischungen aus Kalk und Zement zum Einsatz. Die Zugabe von Flugasche oder Hochofenschlacke kann in Sonderfällen, z.B. bei hohen organischen Anteilen im Boden sinnvoll sein (Terashi, 1997; Brooms, 2000).

Für die generelle Verbesserung der Bodeneigenschaften ist bereits die Zugabe von geringen Bindemittelmengen von rd. 2 Gew.-% ausreichend, um eine wesentliche Veränderung der Bodeneigenschaften zu erreichen, d.h. um eine höhere Festigkeit bzw. Tragfähigkeit sowie eine höhere Dauerhaftigkeit bei wechselnden Temperatur- und Feuchtebedingungen zu erzielen.

Die für die Baugrundverbesserung mindestens erforderliche Bindemittelmenge muss fallbezogen in Abhängigkeit der Anforderungen an das Boden-Bindemittel-Gemisch bestimmt werden. Diese werden als Mindestanforderungen an die einaxiale Druckfestigkeit, die Durchlässigkeit und/oder die Dauerhaftigkeit definiert. Die tatsächlich erzielbaren Eigenschaften sind durch Versuche oder über Referenzprojekte bei gleichen Baugrundverhältnissen bzw. -eigenschaften nachzuweisen. Grundsätzlich steigt der erforderliche Bindemittelgehalt mit zunehmendem Feinkornanteil im Boden (Roy et al., 2003). Nach Angaben von Bruce et al. (1999) liegt der erforderliche Bindemittelgehalt bei den Trockenmischverfahren in bindigen Böden bei maximal 35 Gew.-%, in nicht-bindigen Böden bei maximal 22 Gew.-%. Bei den Nassmischverfahren mit mechanischem Mischwerkzeug wird i.d.R. ein Bindemittelgehalt zwischen 15 Gew.-% und 35 Gew.-% angestrebt (Sondermann & Wehr, 2002).

Sondermann (2012) nennt für das Düsenstrahlverfahren als Anhaltswerte für den Bindemittelanteil je m³ verfestigten Boden eine Spanne von 300 – 400 kg/m³ für organischen Schluff und Torf, 250 – 350 kg/m³ für Ton, 200 – 275 kg/m³ für Schluff und schluffigen Sand und 150 – 205 kg/m³ für Sand und Kies. Die Anhaltswerte sind ca.-Werte mit erheblicher Streubreite, da beim Düsenstrahlverfahren verfahrensbedingt eine genaue Zuordnung zwischen eingebrachter Suspension und verbessertem Bodenvolumen nicht möglich ist. Ein Teil der Suspension tritt als Rückfluss wieder aus, der je nach Bodenart mehr oder weniger mit Bodenpartikeln angereichert ist.

Eine Überprüfung des Bindemittelanteils am erhärteten Boden-Bindemittel-Gemisch ist zwar möglich, aufgrund der komplexen chemischen Reaktionen bei der Hydratation jedoch mit großen Unschärfen behaftet und sehr aufwändig, so dass eine exakte Bestimmung des Bindemittelanteils nur in Ausnahmefällen sinnvoll ist. Üblicherweise erfolgt der Nachweis für den Erfolg der Baugrundverbesserung über den Vergleich zwischen erforderlicher und erzielter Druckfestigkeit und/oder Durchlässigkeit.

3.2.2 Boden

Nahezu alle Lockergesteine können durch das Einmischen von hydraulischen Bindemitteln in ihren Eigenschaften verbessert werden. Im Gegensatz zur Betonherstellung ist jedoch bei Boden-Bindemittel-Gemischen durch die Zugabe des Bindemittels in-situ die Kenntnis der Zusammensetzung des zu verbessernden Bodens aufgrund der nur stichprobenhaften Erkundung (Katzenbach et al., 2012) nicht vollständig bekannt und kann je nach Bodenart(en), Baugrundsichtung etc. mehr oder weniger großen Streuungen unterliegen. Der Baugrund als Teil des Boden-Bindemittel-Gemisches besitzt daher gegenüber den für die Betonherstellung nach DIN EN 12620 geltenden Anforderungen an die Gesteinskörnung eine wesentlich größere Bandbreite. Bild 3.1 zeigt beispielhaft die Bandbreite der Böden, die für die Baugrundverbesserung mit hydraulischen Bindemitteln geeignet sind. Zum Vergleich ist der Bereich der Kornzusammensetzung für Beton mit einem Größtkorndurchmesser zwischen 8 mm und 64 mm nach DIN 1045-2 ebenfalls dargestellt.

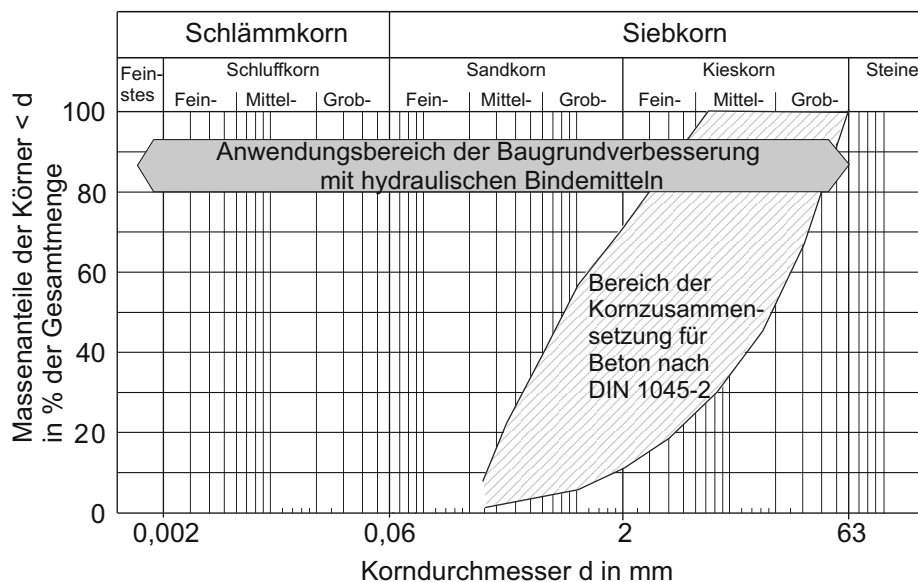


Bild 3.1 Bereich der für die Baugrundverbesserung mit hydraulischen Bindemitteln geeigneten Böden sowie der Bereich der Kornzusammensetzung für Beton nach DIN 1045-2

Neben den geometrischen (Korngrößenverteilung, Kornform etc.), physikalischen (Korndichte, Widerstand gegen mechanische oder hydraulische Beanspruchung etc.) und chemischen Eigenschaften (Mineralzusammensetzung, Sulfatgehalt, etc.) wird die Mischbarkeit des Bodens mit dem Bindemittel maßgeblich durch die Lösbarkeit der Bodenteilchen bestimmt, da die natürliche Struktur des Bodens in-situ nahezu vollständig zerstört und mit Bindemittel vermischt werden muss. Zusätzlich führen wechselnde Bodenschichten, das Vorhandensein von (verfestigten) Ton- oder Sandlinsen, Steinen, organischen Bestandteilen etc. zu Unterschieden in Güte und Qualität des Boden-

Bindemittel-Gemisches innerhalb des verbesserten Bodenkörpers (DIN EN 12716, DIN EN 14679). Verfahrensbedingt ist es nicht möglich, die Anforderungen, die an die Gesteinskörnung für die Betonherstellung gestellt werden, direkt auf den Boden und seine Eigenschaften für die Baugrundverbesserung mit hydraulischen Bindemitteln zu übertragen (Hoffmann et al., 2000). Insgesamt ist zu berücksichtigen, dass die Eigenschaften des Bodens bei der Baugrundverbesserung die Eigenschaften des Boden-Bindemittel-Gemisches sehr viel stärker prägen als die Gesteinskörnung die Eigenschaften von Beton (Brandl, 1981).

Wichtigster Bodenparameter bei der Konzeption der Baugrundverbesserungsmaßnahme ist die Bodenart resp. die Korngrößenverteilung. Auf Basis der Korngrößenverteilung lässt sich der Mindestbedarf an Wasser und hydraulischem Bindemittel zur Erzielung eines geschlossenen Gefüges im Boden-Bindemittel-Gemisch abschätzen. Zwischen der Korngrößenverteilung des Bodens und den Eigenschaften des Boden-Bindemittel-Gemisches bestehen folgende grundsätzliche Zusammenhänge:

- je grobkörniger der Boden, desto geringer die Kornoberfläche je Volumeneinheit und desto geringer sind Wasseranspruch und erforderliche Bindemittelmenge zur vollständigen Benetzung der Kornoberflächen;
- weitgestufte Böden haben einen geringeren Hohlraumgehalt als eng oder intermittierend gestufte Böden, wodurch der erforderliche Bindemittel- und Wassergehalt tendenziell geringer ist;
- grobkörnige Böden neigen im noch nicht verfestigten Boden-Bindemittel-Gemisch schneller zur Entmischung, was zu partiell unterschiedlichen Eigenschaften im verbesserten Bodenkörper führen kann.

Schluffe und Tone (Feinkorn nach DIN EN ISO 14688-1) entsprechen der für die Betonherstellung als Feinanteil bezeichneten Gesteinskörnung (DIN EN 12620). Soll das Trockenmischverfahren eingesetzt werden, ist der Feinkornanteil im Boden für die Bestimmung des Wasseranteils gesondert zu berücksichtigen. Bei der Baugrundverbesserung sind feinkörnige Böden meist charakteristisch und mechanisch dominant für die Eigenschaften des Boden-Bindemittel-Gemisches (Witt, 2002). Zum einen wirkt der Feinkornanteil als Füllkorn für die größeren Fraktionen, zum anderen haben Tone puzzolanische Eigenschaften, die zur Festigkeitserhöhung des Boden-Bindemittel-Gemisches beitragen können. Im Hinblick auf eine maximale Festigkeit des Boden-Bindemittel-Gemisches hält Wang (2002) Böden mit einem Feinkornanteil zwischen 5 Gew.-% und 35 Gew.-% für am besten geeignet. Bei hohem Feinkornanteil besteht die Gefahr, dass die Ausgangsstruktur der Tone durch den Mischvorgang nicht ausreichend aufgelöst werden kann oder tonige Anhaftungen an den größeren Gesteinskörnern verbleiben. Einzelne Bereiche können dann ggf. nicht ausreichend mit dem Bindemittel durchmischt werden (Klumpenbildung, Bildung von Bodeneinschlüssen) und beeinträchtigen so die Homogenität resp. die Festigkeits- und Durchlässigkeitseigenschaften des Boden-Bindemittel-Gemisches.

Auch die Form der Bodenkörner bzw. -partikel beeinflusst den Verbund zwischen Bindemittel und Boden sowie den Bindemittel- und Wasserbedarf. Die grobkörnigen Böden bestehen aus einzelnen Körnern mit eckiger, spitzer, abgerundeter oder auch flacher Form. Die mit dem bloßen Auge nicht erkennbare Form der Schluff- und Tonpartikel ist meist gedrunken, schuppen- oder nadelförmig. Grundsätzlich ist der Wasser- und Bindemittelbedarf für Körner mit großer spezifischer Oberfläche, also eckige, kantige, plattige und splittrige Körner höher als für runde Körner, die die kleinstmögliche spezifische Oberfläche besitzen. Raue Körner benötigen mehr Wasser und Bindemittel als glatte Körner, gleichzeitig ist bei ersteren eine bessere Verzahnung zwischen dem Bindemittel und den Körnern zu erwarten. Der Einfluss von Kornform und Oberflächenbeschaffenheit auf den Wasser- und Bindemittelbedarf im Beton wird von Grübl et al. (2001) mit rund 15 % angegeben.

Bei allen vorgenannten Betrachtungen wurde zunächst in Analogie zur Gesteinskörnung von ofentrockenem Boden ausgegangen. Tatsächlich sind die Böden mindestens teilgesättigt (vgl. Kapitel 3.2.3), was insbesondere bei der Konzeption für Trockenmischverfahren zu berücksichtigen ist.

Neben den bodenmechanischen Eigenschaften des Bodens beeinflusst auch die mineralogische und chemische Zusammensetzung die Eigenschaften des späteren Boden-Bindemittel-Gemisches (Brandl, 1981). Im Rahmen dieser Arbeit wird hier insbesondere auf die Interaktion zwischen tonmineralhaltigen Böden und dem hydraulischen Bindemittel eingegangen.

Als Tonminerale werden allgemein alle Schicht-, Blatt- bzw. Phyllosilicate bezeichnet. In Bild 3.2 ist die von Jasmund (1955) verwendete Unterteilung nach der Anzahl und Anordnung der Schichten dargestellt.

Die Struktur der Tonminerale ist blättrig und kristallin. Den Grundbaustein bildet ein Silizium-Sauerstoff-Tetraeder (SiO_4) mit vier Sauerstoff-Ionen, die um das zentrale Silizium-Ion angeordnet sind. Bei einigen Tonmineralen sind die Siliziumionen im Zentrum durch Aluminium-/Eisen- bzw. Magnesiumionen ersetzt. Die Tetraeder sind über gemeinsame Sauerstoffionen zu Schichten miteinander verknüpft, sog. Tetraeder- oder T-Schicht (Bild 3.3). Der zweite Hauptbestandteil der Tonminerale sind oktaedrische Brucit- bzw. Hydrargillitschichten, die vereinfachend auch als Oktaederschichten bzw. O-Schicht bezeichnet werden. Sie bestehen aus einer Anordnung von $(\text{OH})^-$ -Ionen mit Dipolcharakter. Als Kationen können neben Aluminiumionen auch Eisen- oder Magnesiumionen in das Oktaedergitter eingebaut sein (Bild 3.4).

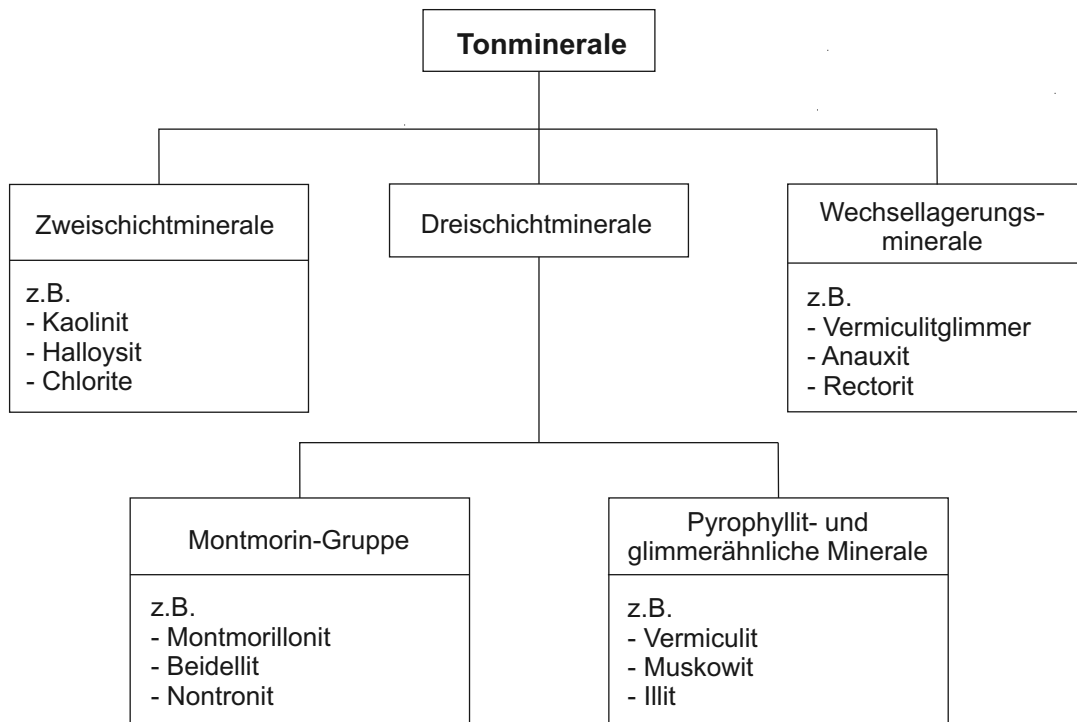


Bild 3.2 Tonmineral-Gruppen (nach Jasmund, 1955)

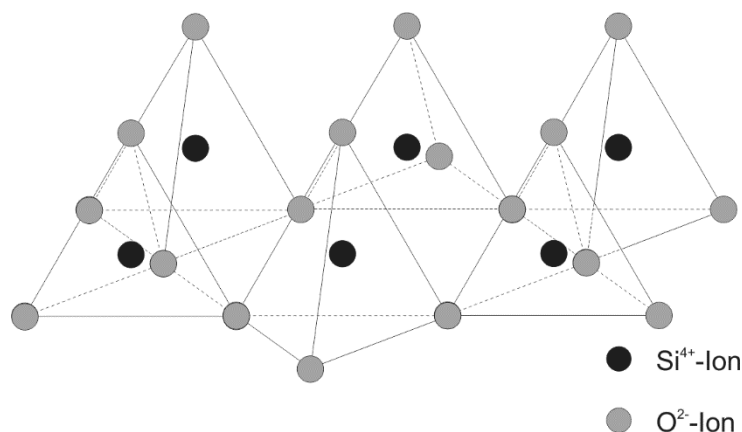


Bild 3.3 Dreidimensionale Darstellungen eines Tetraeder-Sechserings bzw. einer Tetraederschicht

Die eigentlichen Tonminerale bestehen aus Mineralverbänden von mehreren Schichtpaketen (auch: Tonplättchen). Die Korngröße der Tone liegt bei $\leq 2 \mu\text{m}$, die Dicke bei $< 0,02 \mu\text{m}$. Da das Verhältnis von Oberfläche zu Volumen sehr groß ist, verhalten sich die Tonminerale wie Kolloide, d.h. der Einfluss der Oberflächenkräfte übersteigt den Einfluss der Massenkkräfte. Die spezifische Oberfläche wächst mit abnehmender Korn-

größe und liegt zwischen 5 m²/g und mehr als 400 m²/g. Die elektrischen Oberflächeneigenschaften werden maßgeblich von der Art und dem Typ des Tonminerals beeinflusst.

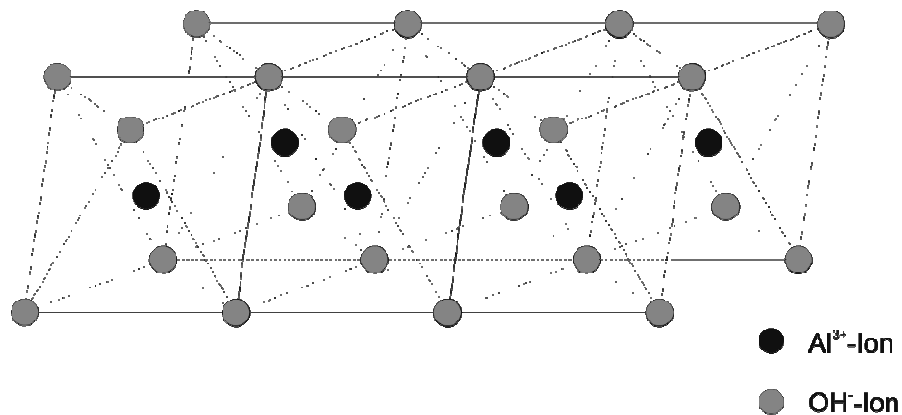


Bild 3.4 Dreidimensionale Darstellung einer Oktaederschicht

Charakteristisch für Tonminerale ist ihr Ionenaustauschvermögen, wobei es sich hauptsächlich um ein Kationenaustauschvermögen handelt (Jasmund & Lagaly, 1993). Man unterscheidet zwischen Austausch der Zwischenschichtkationen, der vom pH-Wert unabhängig ist, und dem Austausch an den Rändern der Tonminerale, der abhängig vom pH-Wert ist. Im Bereich der SiO-Tetraeder-Flächen bzw. der AlO-Oktaeder-Flächen besitzen die Tonminerale einen negativen Ladungsüberschuss von O²⁻- und OH⁻-Ionen, während in den Randbereichen (Kanten) der Ladungsüberschuss von der Dissoziation (= Zerfall von Molekülen) der von außen zugänglichen OH-Gruppen abhängt. Niedrige pH-Werte der Porenlösung führen zur Adsorption von Protonen an den oberflächennahen OH-Gruppen, wodurch die Kanten einen positiven Ladungsüberschuss erhalten, der wiederum durch die Anlagerung von negativen Ionen oder Komplexen neutralisiert wird. Mit steigendem pH-Wert nimmt die Dichte der positiven Ladungen ab, so dass die Ränder schließlich umgeladen werden können.

Das von Lagaly (1993) experimentell bestimmte Kationenaustauschvermögen (CEC) ausgewählter Schichtsilicate ist in Tabelle 3.3 zusammengestellt.

Liegen die Tonminerale in einer Suspension vor, kommt es aufgrund der äußeren Oberflächenladung neben der Adsorption von Kationen oder Anionen auch zur Anlagerung von Wassermolekülen an ihre Oberfläche. Es entsteht eine Hydrathülle mit einem Kationen-Konzentrationsgefälle, welches von der negativ geladenen Oberfläche der Tonpartikel hin zur umgebenden Flüssigkeit (Porenwasser) abnimmt (Bild 3.5). Die Konzentration in der Nähe der Oberfläche ist damit um einige Zehnerpotenzen höher als im Porenwasser. Der stark konzentrierte Bereich und der Übergangsbereich werden als „diffuse Doppelschicht“ bezeichnet (vgl. Amelung et al., 2018).

Schichtsilicat	CEC (meq/100g)
Kaolinit	1 – 10
Montmorillonit	70 – 120
Vermiculit	130 - 210
Illit	bis etwa 35
Biotit	bis etwa 5
Muskowit	bis etwa 5

Tabelle 3.3 Kationenaustauschvermögen von Schichtsilicaten
(nach Lagaly, 1993)

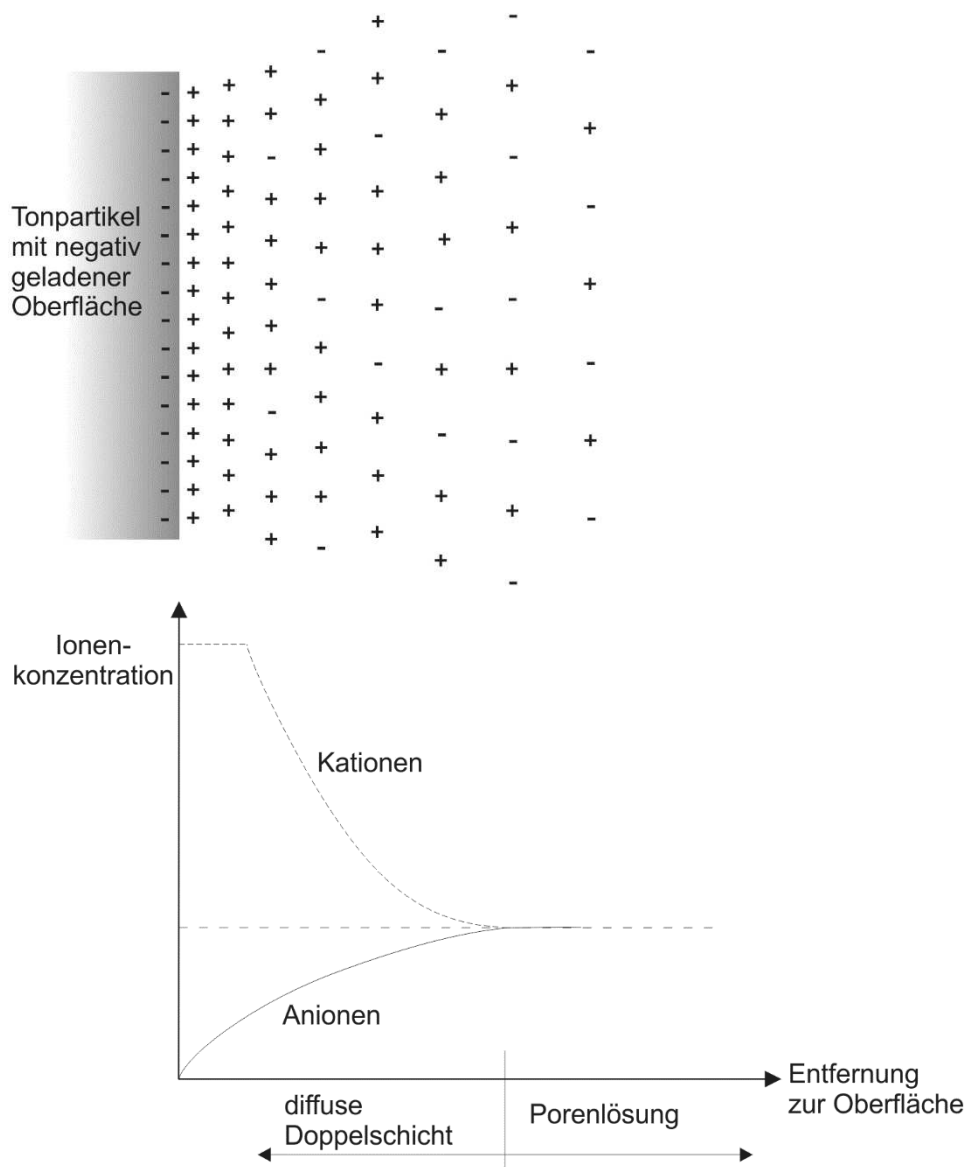


Bild 3.5 Ionenkonzentration in der diffusen Doppelschicht
(aus: Amelung et al., 2018)

Der Kontakt zwischen den Tonpartikeln unterscheidet sich wesentlich vom Korn-zu-Korn-Kontakt bei Sanden, da die Kontakte von Hydrathülle zu Hydrathülle entstehen (Schetelig et al., 1987). Bei der so genannten Aggregation von Tonmineralen lagern sich bei niedrigem pH-Wert in der Porenlösung Protonen an den Kanten der Tonmineralplättchen an, die positiven Kanten werden an die negativen Flächen angelagert. Dies führt zu punktförmigen oder linienförmigen Kante-Kante- bzw. Kante-Fläche-Kontakten zwischen den Tonmineralpartikeln. Mit zunehmendem pH-Wert nimmt die positive Ladung ab, durch Abspaltung der Protonen entsteht ein negativer Ladungsüberschuss an den Kanten. Eine Annäherung der Tonmineralpartikel ist aufgrund gleicher Ladung nicht möglich, es bilden sich diffuse Ionenschichten um die Partikel und es kommt zu Fläche-Fläche-Kontakten mit schwacher Bindung (Bild 3.6).

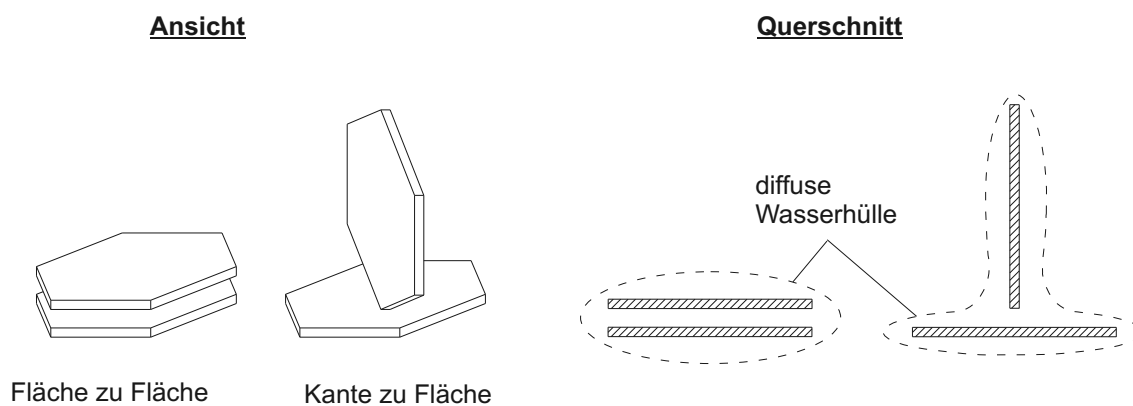


Bild 3.6 Gegenseitige Lage der Tonmineralpartikel - Kante-Fläche-Kontakte sowie Fläche-Fläche-Kontakte in Ansicht und Querschnitt

Eine weitere Besonderheit der Tone ist, dass sie auf Änderungen im Wassergehalt durch Volumenzunahme bzw. Volumenminderung unter Bildung von Trockenrissen reagieren (Heim, 1990). Einige Tone können mehr als 80 Vol.-% Wasser aufnehmen, welches in den Poren festgehalten und immobilisiert wird, während die Durchlässigkeit praktisch bei null liegt. Das Quellungspotenzial hängt unmittelbar von der Anordnung der Tonminerale untereinander ab, wobei die optimale Fläche-Fläche-Anordnung die maximale Quellfähigkeit bedeutet, die bei Behinderung der Ausdehnung zu maximalen Quelldrücken führt, während die Einregelung mit Kante-Kante- und Kante-Fläche-Kontakten wesentlich unempfindlicher reagiert.

Verantwortlich für das Quellungspotenzial von Tonen sind zwei unterschiedliche Mechanismen, die innerkristalline Quellung und das osmotische Quellen.

Die innerkristalline Quellung tritt vor allem bei Dreischichtsilicaten auf und beruht auf der Hydratisierung von Zwischenschicht-Kationen. Dabei werden die Kationen herausgelöst. Dies sind bei den Dreischichtsilicaten vor allem K^+ , Na^+ , Ca^{2+} und

Mg²⁺-Ionen (Heim, 1990). Es kommt zu erheblichen Volumenzunahmen bzw. zu Quelldrücken, wenn die Expansion verhindert wird. Der Quelldruck nimmt dabei mit zunehmender Wertigkeit der Kationen zu und kann Werte von mehr als 400 MN/m² erreichen (Madsen & Müller-Vonmoos, 1988).

Die Fähigkeit der Tone, nach der Füllung der Porenräume noch weiter Wasser zu absorbieren, beruht auf dem Unterschied in der Ionenkonzentration zwischen Teilchenoberfläche und Porenlösung und wird als osmotisches Quellen bezeichnet. Wassermoleküle dringen in die diffuse Doppelschicht ein und gleichen das Konzentrationsgefälle aus. Das Ausmaß der osmotischen Quellung ist von der spezifischen Oberfläche und deren Ladungen, von der Dicke der Schicht und von der Art der Kationen abhängig. Die auftretenden Quelldrücke sind mit bis zu 3 MN/m² wesentlich geringer als bei der innerkristallinen Quellung (Madsen & Müller-Vonmoos, 1988).

Sowohl das osmotische als auch das innerkristalline Quellen sind grundsätzlich weitgehend reversibel, da es sich nicht um eine chemische Umwandlung handelt.

3.2.3 Zugabe- und Grundwasser

Wasser ist für die Hydratation von hydraulischem Bindemittel zwingend erforderlich. In Abhängigkeit von der spezifischen Oberfläche des Bindemittels ist zur vollständigen Hydratation des Zementes ein Wasserzementwert von 0,23 bis 0,40 notwendig (Locher, 2000). Zement kann bezogen auf sein Trockengewicht bis zu 25 Gew.-% Wasser chemisch binden, d.h. das Wasser reagiert mit den Klinkerphasen, wodurch Hydratationsprodukte entstehen. Zusätzlich können bis zu 15 Gew.-% physikalisch angelagert werden. Das Wasser wird durch Oberflächenkräfte der Hydratationsprodukte adsorptiv gebunden und wird so zum Bestandteil des Feststoffes. Ist das Massenverhältnis Wasser zu Zement (kurz: W/Z-Wert) zu niedrig, verbleiben nicht hydratisierte Klinkerphasen im Zementstein; bei späterem Kontakt mit Wasser kann die Hydratation weiter fortschreiten, was zu erheblichen Störungen im bereits erhärteten Zementsteingefüge führen kann. Ist der W/Z-Wert zu hoch, wird nicht alles Wasser bei der Hydratation verbraucht. Das Wasser verbleibt in den Poren des Zementsteins, was zu einer größeren Porosität des Gefüges und damit zu geringerer Festigkeit führt.

Die erforderliche Menge des Zugabewassers wird in der Betontechnologie basierend auf der Stoffraumgleichung bestimmt (Zement-Merkblatt Betontechnik B20). Entsprechend kann auch für die Baugrundverbesserung der erforderliche Wasseranspruch näherungsweise abgeschätzt werden, wobei der natürliche Wassergehalt des Bodens einen erheblichen Anteil am Gesamtwassergehalt im Boden-Bindemittel-Gemisch besitzen kann.

Der Sättigungsgrad von erdfeuchtem Sand liegt je nach Lagerungsdichte und Kornverteilung bei maximal $S_r = 0,5$, was einem natürlichen Wassergehalt w zwischen 2 % und 10 % entspricht (Terzaghi & Peck, 1961; Schulze & Muhs, 1967 u.a.). In vergleichbarer Größenordnung liegt die, für die Betonherstellung zulässige Oberflächenfeuchte der Gesteinskörnung von bis zu 5 %. Dagegen liegt der Sättigungsgrad bei bindigen Böden oberhalb des Grundwasserspiegels bereits bei $S_r > 0,5$, woraus sich ein natürlicher Wassergehalt w von 10 % bis 60 % ergibt. Unterhalb des Grundwasserspiegels ist der natürliche Wassergehalt entsprechend höher. Bei voller Wassersättigung ($S_r = 1,0$) sind in bindigen und organischen Böden Werte deutlich über 100 % möglich.

Bei den Trockenmischverfahren wird das Bindemittel in Pulverform direkt in den Baugrund eingemischt und reagiert dann mit dem im Boden vorhandenen Wasser. Wird die Baugrundverbesserung oberhalb des Grundwasserspiegels durchgeführt, so besteht die Gefahr, dass der Gesamtwassergehalt des Boden-Bindemittel-Gemisches zu niedrig für die vollständige Hydratation des Bindemittels ist, bzw. bei nachträglicher Feuchtezufuhr verzögert stattfindet. Daher ist in DIN EN 14679 für die Anwendung des Trockenmischverfahrens der Wassergehalt des Bodens mit mindestens $w = 20 \%$ vorgegeben.

Bei Verwendung einer Bindemittelsuspension (Nassmischverfahren, Düsenstrahlverfahren) liegt der Wasser-Zement-Wert verfahrenstechnisch bedingt zwischen $W/Z = 0,8$ und $W/Z = 1,2$ und damit weit über dem zur Hydratation des Bindemittels erforderlichen Wert. Grund hierfür ist, dass die Sättigung der Zementpartikel mit Wasser alleine nicht ausreicht, um den für das Pumpen und Einmischen der Suspension notwendigen Wasserfilm zu erzeugen, der die Partikel gegeneinander beweglich macht. Um die Gefahr der Entmischung der Suspension zu reduzieren resp. um den Feinkornanteil und damit das Wasserbindevermögen des Bindemittels zu erhöhen, wird häufig zur Stabilisierung der Suspension Bentonit zugegeben (Kutzner, 1991).

Sind Tonminerale mit hohem Wasseranspruch im Baugrund vorhanden, so wirkt sich dies beim Düsenstrahlverfahren und beim Nassmischverfahren positiv, im Fall der Trockenmischverfahren negativ aus, da der W/Z -Wert bezogen auf das Boden-Bindemittel-Gemisch erheblich reduziert wird. Das durch die Tonminerale gebundene Wasser steht für die Hydratation des Bindemittels dann nicht mehr zur Verfügung (He et al., 1995).

Insgesamt führt die Summe aus Zugabe- und Grundwasser bei Verwendung von Bindemittelsuspensionen in der Baugrundverbesserung in der Regel zu einem Wasserüberangebot im Boden-Bindemittel-Gemisch. Durch den im Vergleich zur Betonherstellung erheblich höheren bzw. beim Trockenmischverfahren ggf. auch erheblich niedrigeren W/Z -Wert besitzen die Boden-Bindemittel-Gemische meist eine höhere Porosität und damit höhere Wasserdurchlässigkeit und geringere Festigkeit als Beton.

Aus bautechnischer Sicht ist die gegenüber Beton geringere Materialgüte für die Anwendungszwecke

der Baugrundverbesserung in der Regel jedoch ausreichend, die geringere Widerstandsfähigkeit gegen äußere Schädigungen muss insbesondere bei Verwendung als Dauerbauwerk berücksichtigt werden.

3.3 Der Prozess der Verfestigung bei hydraulischen Bindemitteln

3.3.1 Allgemeines

Die Baugrundverbesserung mit hydraulischen Bindemitteln erfolgt hauptsächlich durch die Hydratation des Bindemittels. Latent hydraulische und puzzolanische Bestandteile im Boden bzw. im Bindemittel können die Verfestigung zusätzlich verstärken (Roy et al., 2003).

In der Zementtechnologie wird der gesamte komplexe Prozess der verschiedenen Reaktionen des Bindemittels mit Wasser (Erstarren und Erhärten) als Hydratation bezeichnet, die aus einer ganzen Abfolge von chemischen Reaktionen, d.h. von Lösungs- und Kristallisationsprozessen sowie von Vorgängen an Grenzflächen bestehen (Henning & Knöfel, 1997). Im eigentlichen Sinn bezeichnet der Begriff der Hydratation (auch: Hydratisierung, Hydration) nur die Umhüllung der Feststoffteilchen durch Wassermoleküle infolge anziehender Kräfte. Bei der Hydrolyse werden kovalente Bindungen durch die Reaktion mit Wasser gespalten, durch Aufspaltung des Wassermoleküls bildet sich ein Hydrid bzw. Hydroxid (Mortimer, 1987).

Bei der unmittelbar nach der Zugabe des Wassers zum Zement beginnenden Freisetzung von Kalk aus den Klinkerphasen handelt es sich chemisch gesehen um eine Hydrolyse, da OH^- -Ionen gebildet werden und der pH-Wert der Suspension sofort auf etwa 12,5 ansteigt. Bei der wesentlich langsamer ablaufenden Erhärtungsreaktion handelt es sich chemisch korrekt um eine Hydratation. Die Klinkerphasen werden allmählich in wasserhaltige, kristalline Neubildungen, die so genannten Hydratphasen, umgewandelt; der Zementleim wandelt sich in Zementstein um.

3.3.2 Hydratation des Bindemittels

Die hydraulischen Bindemittel auf Zementbasis sind im Allgemeinen hygroskopisch und werden dem Boden entweder in Pulverform zugegeben oder als Suspension mit definiertem Wasserbindemittelverhältnis angemischt und mechanisch oder hydraulisch in den Boden eingebracht und mit diesem vermischt.

Die Festigkeitsentwicklung des hydraulischen Bindemittels von der flüssigen bzw. plastischen (Zement-) Suspension hin zum festen Zementstein kann in mehrere Phasen unterteilt werden. Wie in der Geotechnik allgemein üblich, wird der Begriff der Suspension für das Bindemittel-Wasser-Gemisch bis zum Zeitpunkt des Erstarrens verwendet. In der Zement- und Betontechnologie ist dafür der Begriff Zementleim üblich. Die unmittelbar bei Kontakt des Bindemittels mit dem Wasser beginnenden chemischen Reaktionen werden dabei vernachlässigt.

Die im Bindemittel enthaltenen Bestandteile Kalk und reaktionsfähige Kieselsäure bilden durch Reaktion mit dem Wasser die festigkeitsbildenden Hydratationsprodukte der Calciumsilicathydratphasen (kurz: CSH-Phasen), die den wassergefüllten Zwischenraum zwischen den Feststoffpartikeln des Bindemittels ausfüllen. Ist im Bindemittel auch Tonerde (Al_2O_3) und Eisenoxid (Fe_2O_3) enthalten, so bilden sich zusätzlich die festigkeitsbildenden Hydratationsprodukte der Calciumaluminathydratphasen (kurz: CAH-Phasen). Wenn ein Teil des Kalkes im Bindemittel durch Magnesiumoxid ersetzt wurde, so können auch Mischkristalle aus Calcium-Magnesium-Silicathydraten entstehen, die in ihrer Festigkeit den CSH-Phasen sehr ähnlich sind (Wischers & Richartz, 1982). Der zeitliche Verlauf der Verfestigung hängt in starkem Maße von der Größe des Zwischenraums zwischen den Feststoffpartikeln ab, also vom Verhältnis der Anteile Wasser und Bindemittel (W/Z-Wert). Insgesamt ist die letztendliche Gefüge- und Phasenausbildung des Zementsteins von der Zusammensetzung und von der Mahlfeinheit des Bindemittels sowie von den chemischen und physikalischen Transportvorgängen im Gefüge abhängig. Auch die äußeren Umstände während der Hydratation (z.B. Temperatur) beeinflussen die Eigenschaften des Zementsteins. Die Differenzierung der einzelnen Eingangsparameter und deren Auswirkungen sind sehr komplex, teilweise sind sie auch nicht voneinander trennbar. Bezüglich des Hydratationsverlaufs der maßgeblich beteiligten Zementklinkerphasen und deren chemischen und physikalischen Eigenschaften wird auf die Literatur (Stark & Wicht, 2001; Locher, 2000; u.a.) verwiesen.

Der zeitliche Ablauf der Hydratation bei einem Portlandzement unterscheidet sich ebenso wie bei den übrigen hydraulischen Bindemitteln in Teilen deutlich von der Hydratation der einzelnen Klinkerphasen. Dadurch, dass mehrere Vorgänge gleichzeitig ablaufen, stellt sich ein anderes chemisches Gleichgewicht in der wässrigen Phase ein. Dies hat deutliche Auswirkungen auf den Bildungszeitpunkt der Hydratationsprodukte. Generell wird der zeitliche Verlauf der Portlandzementhydratation (vgl. Bild 3.6) in 5 Phasen eingeteilt, die anhand der Wärmeentwicklung klar unterschieden werden können:

Phase 1: Anfangshydrolyse

Unmittelbar nach dem Anmischen sind die Zementpartikel von einer dünnen Wasserschicht umgeben, alle löslichen Bestandteile im Zementklinker werden durch das Zugabewasser gelöst. Außerdem füllt das Wasser alle Porenräume. Es setzt eine erste

Reaktion des C_3A ein. Es bilden sich große hexagonale Calciumaluminathydratkristalle, die für die einsetzende Verfestigung des Zements (auch: Erstarren) verantwortlich sind. Um den Erstarrungsbeginn hinauszuzögern und so eine längere Verarbeitung zu ermöglichen, enthält der Zement einen Sulfatträger (Calciumsulfat oder Calcium-Dihydrat). Dieser blockiert die reaktive Oberfläche des C_3A durch Bildung von Ettringit. Bei alkalireichen Portlandzementen wird neben Ettringit zu Reaktionsbeginn zusätzlich temporäres Syngenit gebildet. Durch den Kontakt von C_3S mit Wasser wird Kalk freigesetzt, aus dem sich Calciumhydroxid ($Ca(OH)_2$) bildet, welches jedoch praktisch keine Verfestigung verursacht. Außerdem bildet sich durch das freigesetzte CaO eine kalkreiche Hülle um die C_3S -Partikel, so dass zunächst eine weitere Reaktion des C_3S verhindert wird.

Phase 2: Ruheperiode

Im Zeitraum bis ca. 2 Stunden nach dem Anmischen kommt es lediglich zu einer fortschreitenden Syngenitbildung. In dieser Zeit kommen alle anderen chemischen Umwandlungen fast vollständig zum Erliegen. Durch die Ettringitbildung hat sich eine geschlossene gelartige Reaktionsschicht um die Klinkerteilchen gelegt, die eine weitere Reaktion mit der Porenlösung vorerst verhindert. Die Hydratation des C_3S ist noch gehemmt, die kalkreiche Reaktionsschicht um das Klinkerkorn wird nur langsam abgebaut.

Phase 3: Beschleunigungsperiode

Nach Übersättigung des Wassers mit Calciumhydroxid bilden sich erste nadelförmige CSH-Phasen aus dem C_3S , das sogenannte Erhärten beginnt. Die CSH-Phasen entstehen zu Beginn auf der Oberfläche der C_3S -Klinkerphase als kleine, inhomogene, faserartige Büschel. Im weiteren Hydratationsverlauf (bis zu 24 Stunden) wachsen sie kontinuierlich von der Klinkerkornoberfläche aus in den Porenraum hinein (Stark et al., 2001). Dies führt zum Verwachsen und einer reißverschlussartigen Verzahnung der CSH-Phasen und zur Verfestigung des Gesamtgefüges.

Nach einer Hydratationsdauer von etwa 3-5 Stunden zersetzen sich die leistenförmigen Syngenitkristalle unter Bildung von sekundärem Gips und Kaliumsulfat. Dieser Vorgang ist nach etwa 10-12 Stunden abgeschlossen und gilt als Ursache für das nun wiedereinsetzende Wachstum der Ettringitkristalle. Diese ihrerseits wachsen in den noch freien Porenraum hinein und tragen so zur Erhärtung bei.

Phase 4: Retardationsperiode

In dieser Phase laufen die Reaktionen über mehrere Wochen weiter, die in der Phase 3 eingesetzt haben, wobei die Reaktionsgeschwindigkeit aufgrund des zurückgehenden Angebots an reaktionsfähigen Klinkerphasen stark abnimmt. Die bereits bestehenden CSH-Phasen zeigen ein eindimensionales Wachstum in die Länge, was zu einer stärkeren Verzahnung der Partikel führt. Ebenso wird weiterhin Calciumhydroxid gebildet, wobei auch hier die Intensität der Reaktion zurückgeht.

Phase 5: Finalperiode

Im Verlauf der mindestens mehrere Monate andauernden Phase wachsen die CSH-Phasen langsam weiter in den verbleibenden Porenraum hinein, das Gefüge wird weiter verdichtet. Erst jetzt beginnt die Reaktion des metastabilen Dicalciumsilicats β -C₂S, was zusätzlich zum Verfestigungsvorgang beiträgt. Die daraus entstehenden CSH-Phasen wachsen langsam und stetig, so dass auch nach einem Zeitraum von 3 Jahren noch eine Längenzunahme und somit eine weitere Festigkeitssteigerung festgestellt werden kann. Da im Laufe der Hydratation das Sulfatangebot durch Reaktion mit C₃A abnimmt, bildet sich ab einem bestimmten Sulfat/C₃A-Verhältnis nur noch Monosulfat. Dies geschieht auch, wenn das Sulfat aufgebraucht ist und sich das vorher gebildete Ettringit durch Reaktion mit Al³⁺- und Ca²⁺-Ionen zu Monosulfat umwandelt.

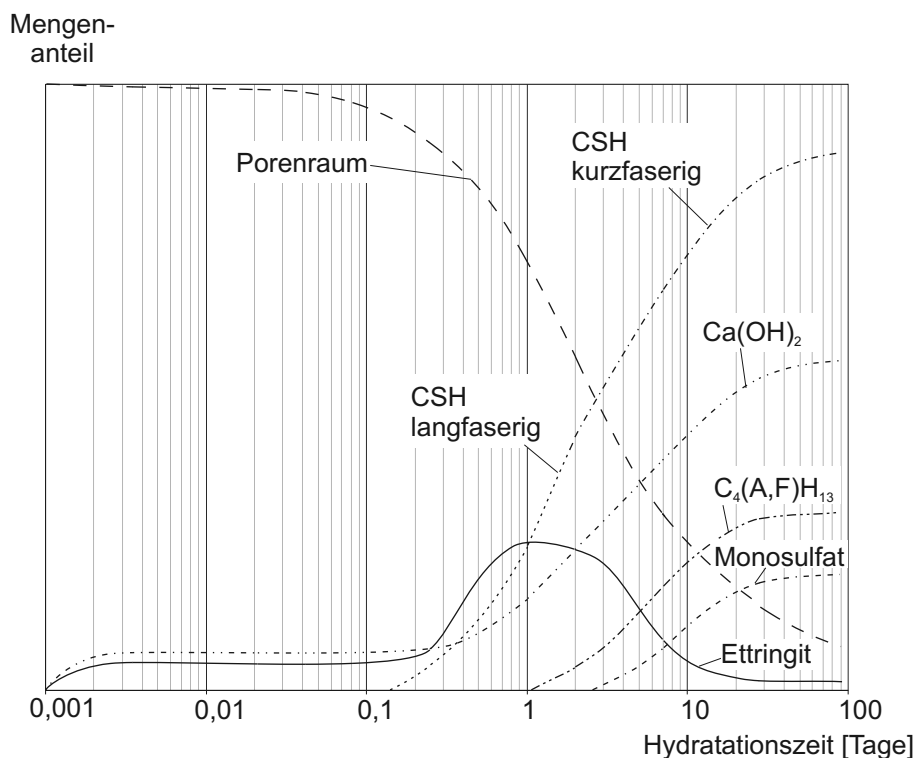


Bild 3.6 Schematische Darstellung der Bildung der Hydratphasen im Zementstein (nach Locher, 2000)

Die Hydratationsprodukte von Hüttensandzement und Ölschieferzement sind im Wesentlichen mit denen von Portlandzement identisch. Einzig der geringere Kalkgehalt beim Hüttensandzement führt zu einer Verzögerung der Reaktionen und damit zu einer langsamer verlaufenden Erhärtung.

3.3.3 Puzzolanische Verfestigung

Der Verfestigungsprozess von Boden-Bindemittel-Gemischen kann durch die puzzolanischen Eigenschaften von Bestandteilen im Boden verstärkt werden. Durch eine von Brandl (1981) als sekundäre Reaktion bezeichnete puzzolanische Reaktion, z.B. der Tonminerale, kommt es zur Bildung von zusätzlichen Hydratphasen. Voraussetzung für eine puzzolanische Reaktion ist, dass Silicate, Aluminate und ggf. auch Ferrite in gelöster Form zur Verfügung stehen (Brandl, 1981; Scholz-Solbach, 2004 sowie Roy et al., 2003). Als mögliche Stofflieferanten kommen nahezu alle Bodenbestandteile in Frage. Es gibt keine absolut inerten SiO_2 -haltigen Minerale, alle Zuschläge reagieren mehr oder weniger mit dem hydraulischen Bindemittel, wobei die Reaktivität der Kieselsäure durch folgende Ursachen erhöht wird (Stark & Wicht, 2001):

- Störungen im Kristallgitterbau,
- Temperatureinfluss,
- Korngröße (Kristallgröße der Quarzkörner an der Kontaktoberfläche Korn-Bindemittel),
- pH-Wert des Porenwassers (Hydroxidkonzentration).

Wischers & Richarts (1982) gehen jedoch in erster Näherung davon aus, dass kristalliner Kalkstein (Calcit, CaCO_3) und kristalline Kieselsäure (Quarz, SiO_2) nicht reaktionsfähig sind.

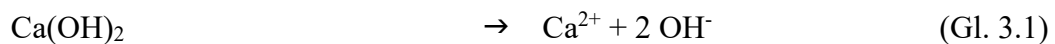
Nach Mitchell & Dermatas (1992) sind Tonminerale im Boden die wichtigste Quelle für Silicate und Aluminate, deren chemische Wirkung im Verfestigungsprozess berücksichtigt werden muss. Reschke (2003) stellt fest, dass der festigkeitssteigernde Anteil infolge physikalischer Füllerwirkung im Vergleich zum Festigkeitsbeitrag infolge der chemisch-mineralogischen Wirkung bei den reaktiven Stoffen in den Hintergrund tritt. Es entstehen so zusätzliche zementierende Reaktionsprodukte, die die Verkittung zwischen den Bodenpartikeln noch verstärken können. Allerdings sind die zur Verfestigung führenden Prozesse und Reaktionen noch wesentlich komplexer als bei der Hydratation von Bindemittel alleine (Wang, 2002).

Durch die mit Beginn der Hydratation des hydraulischen Bindemittels ansteigende Calcium-Konzentration und die Bildung von Calciumhydroxid entsteht ein alkalisches Milieu, das die puzzolanischen Bestandteile des Boden-Bindemittel-Gemisches aktiviert. Im weiteren Verlauf der Hydratation bleibt das Angebot an freien Calciumionen in der Porenlösung über lange Zeit erhalten und der pH-Wert der Lösung verbleibt im alkalischen Bereich.

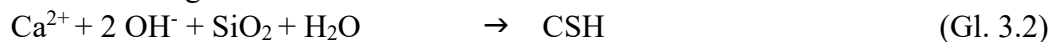
In den Tonmineralen wird durch das alkalische Milieu der Kationenaustausch angeregt und die in der diffusen Doppelschicht liegenden einwertigen Kationen Na^+ und K^+ werden durch die in der Porenlösung vorhandenen, freien und höherwertigen Calciumi-

onen (Ca^{2+}) ersetzt. Gleichzeitig werden Silicate, Ferrite und Aluminate aus der Mineralstruktur herausgelöst. Dadurch erhöht sich die Ladungsdichte der Tonminerale, der Abstand der Silicatschichten verringert sich und die Dicke der Schichtpakete wird reduziert. Die Aufnahme der Calciumionen erfolgt zunächst sehr schnell und verlangsamt sich, wenn die Diffusionseffekte im System zunehmen. Nach Wang (2002) kann dieser Prozess mehrere Jahre andauern. Je größer die Oberfläche der Partikel ist, desto größer ist auch die Kationenaustauschkapazität und desto gravierender ist die Zerstörung der Gitter und Kristalle durch diesen Vorgang (Wetzel, 1967). Zusätzlich werden Ionen an der Oberfläche der Tonminerale adsorbiert, so dass sich auch deren Oberflächeneigenschaften ändern.

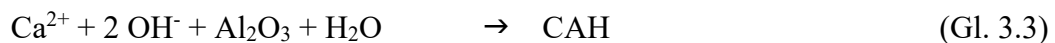
Nach Chew et al. (2004) genügen rund 10 Gew.-% Bindemittel im Boden-Bindemittel-Gemisch, um das Potenzial der puzzolanischen Reaktion aus den Tonmineralen vollständig zu aktivieren. Die Größe der Tonpartikel sowie die Kristallstruktur sind neben dem pH-Wert der Porenlösung für die Löslichkeit der Ionen entscheidend. Der pH-Wert steigt im Boden mit Zugabe des hydraulischen Bindemittels auf über 12,0 an. Bereits ab einem pH-Wert von $> 9,0$ steigt die Löslichkeit von Siliciumdioxid und Aluminiumoxid aus den Tonmineralen exponentiell an (Henning & Knöfel, 1997). Die chemischen Reaktionen der im Porenwasser gelösten Silicate, Aluminate und Ferrite mit Calciumhydroxid zu den entsprechenden Hydratphasen lauten:



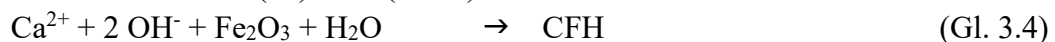
Reaktion mit gelöstem Siliciumdioxid:



Reaktion mit Aluminiumoxid



Reaktion mit Eisen(III)-oxid (Ferrit)



Das Prinzip der Verfestigung von tonmineralhaltigen Böden durch Anregung der puzzolanischen Eigenschaften der Tonminerale wird insbesondere bei der Boden- und Baugrundverbesserung mit Kalk genutzt (Wetzel, 1967; Åhnberg et al., 1994, Åhnberg & Holm, 1999). Die Kationenaustauschreaktionen führen in Verbindung mit Kalk zum einen zur Reduzierung des Quellvermögens von Tonmineralen, zum anderen sind die dadurch entstehenden Fläche-Kante-Kontakte der Plättchen für die Aggregation und die Flockung (oder Flokkulation) verantwortlich (Puppala et al., 2004, Tsatsos & Dermatas, 1998). Es ist bekannt, dass Montmorillonit aufgrund seines höheren Kationenaustauschvermögens und seiner großen spezifischen Oberfläche leicht zur Flockung und Aggregation neigt. Der Festigkeitszuwachs über einen längeren Zeitraum erfolgt durch die

Bildung von CSH-Gel und stabilen Phasen. Kaolinit neigt eher zur Bildung von CAH-Phasen aufgrund des höheren Gehaltes an löslichen Aluminiumionen (Wilkinson et al., 2005). Die Bildung der Hydratphasen ist allein aufgrund puzzolanischer Reaktionen allerdings ein sehr zeitintensiver Prozess, so dass die daraus resultierende deutliche Veränderung der Festigkeit erst nach mehreren Monaten eintritt. Sind Gips oder Anhydrit in Tonböden vorhanden, so kann auch eine natürliche Verfestigung beobachtet werden. Als Anreger für die puzzolanische Reaktion ist hier allerdings eine Änderung in den Umgebungsbedingungen z.B. durch Veränderung des pH-Wertes im Grundwasser erforderlich.

Die Zerstörung der silicatischen Bodenbestandteile in Tonböden wurde von Kohler (1981) nachgewiesen. Er untersuchte zunächst die elektrische Leitfähigkeit von verschiedenen Tonböden bzw. Tonmineralen in Wasser. Während bei Böden mit einem Gesamtkarbonatgehalt < 2 Gew.-% (z.B. Kaolinit) über den Beobachtungszeitraum von rund 6 Monaten keine Veränderung der elektrischen Leitfähigkeit in der Suspension beobachtet wurde, ist bei Tonböden mit höherem Gesamtkarbonatgehalt, wie z.B. Illit, durch die leichte Zunahme der elektrischen Leitfähigkeit der Suspension mit zunehmender Lagerungsdauer dauerhaft von der Auflösung der Mineralstruktur auszugehen (Bild 3.7).

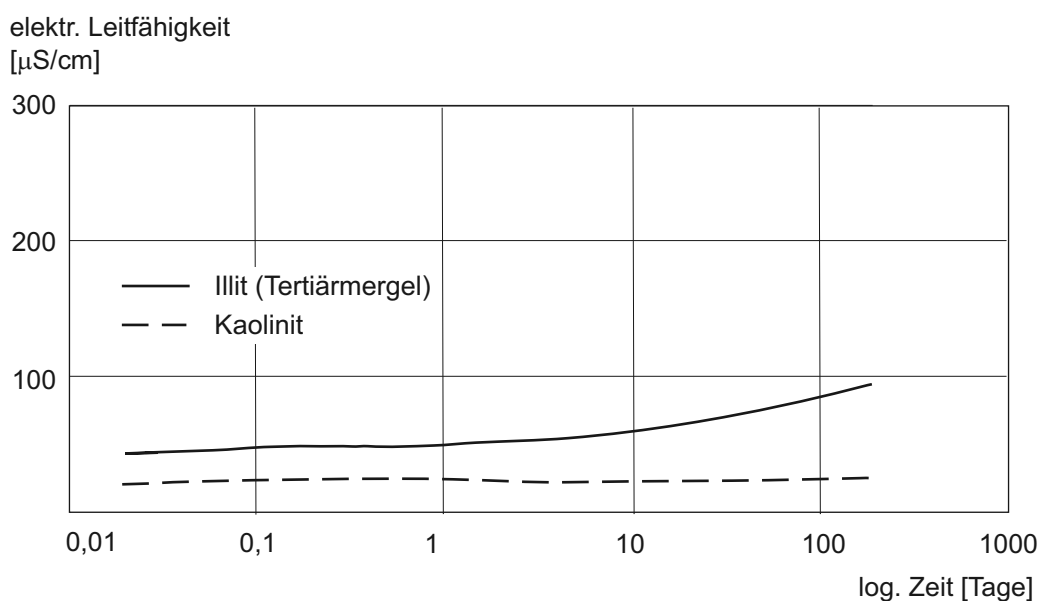


Bild 3.7 Elektrische Leitfähigkeit von Tonmineral-Wasser-Suspensionen über die Zeit (nach Kohler, 1981)

Kalkhydrat oder Portlandzement in wässriger Lösung führt zum sofortigen Anstieg der elektrischen Leitfähigkeit auf Werte über $7000 \mu\text{S/cm}$ bzw. rund $1800 \mu\text{S/cm}$, ein Indiz für die hohe Alkalität der Lösung. Bei Tonmineral-Bindemittel-Wasser-Suspensionen führt die hohe Leitfähigkeit zur Zerstörung der silicatischen Bodenbestandteile. Das In-

Lösung-Gehen endet erst, wenn sich neue Phasen bilden und die freien Kationen der Lösung gebunden werden. Dadurch sinkt dann der pH-Wert. Dies ist in Bild 3.8 anhand der abnehmenden elektrischen Leitfähigkeit erkennbar. Als Beweis für die Neubildung von Hydratphasen wurden von Kohler (1981) auch XRD-Analysen durchgeführt, um die Mineralneubildungen auf Tonplättchen und in den Hohlräumen von Tonaggregatstrukturen nachzuweisen.

Aus bodenmechanischer Sicht führt die Zugabe von hydraulischen Bindemitteln unmittelbar zu einer Reduzierung der Plastizität der Tone, da die chemischen Reaktionen (Hydratation und puzzolanische Reaktion) den Wassergehalt im Gemisch reduzieren. Verstärkt wird die Reduzierung des Wassergehaltes noch durch die Temperaturerhöhung infolge der chemischen Reaktionen (Puppala et al., 2004).

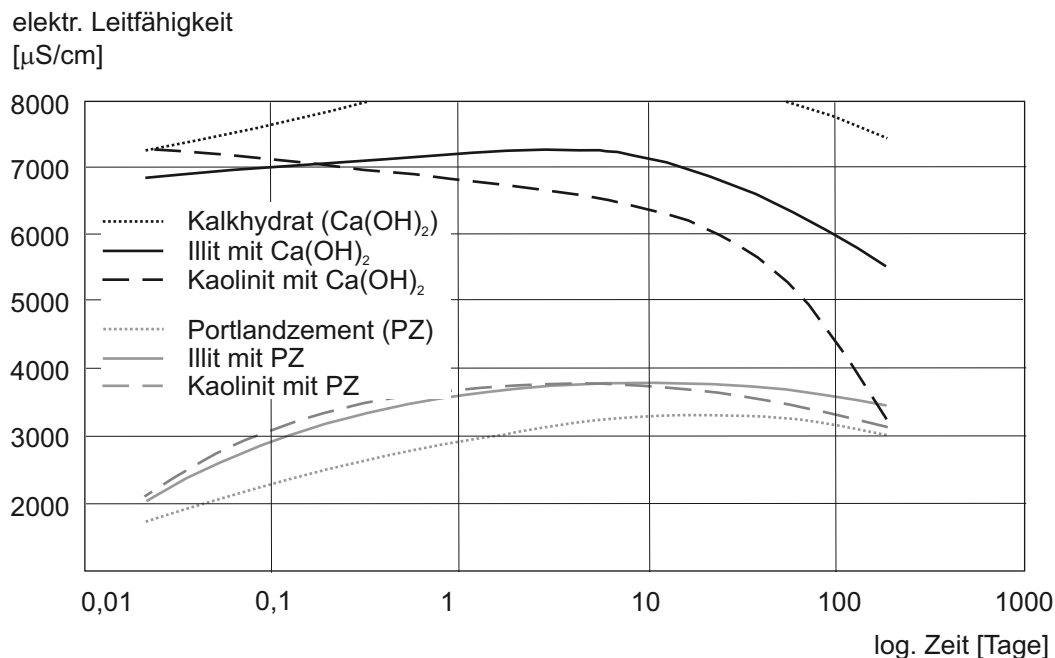


Bild 3.8 Elektrische Leitfähigkeit von Tonmineral-Bindemittel-Wasser-Suspensionen über die Zeit (nach Kohler, 1981)

3.4 Eigenschaften des verfestigten Boden-Bindemittel-Gemisches

Die Festigkeit der hydraulischen Bindemittel ist abhängig von den folgenden zwei Eigenschaften der Hydratphasenkristalle: Die Oberflächen-Haftkräfte sind bei den Kristallen der kolloidalen Größenordnung für die Festigkeit verantwortlich, während bei größeren Kristallen die Verzahnung der Kristallnadeln von entscheidendem Einfluss ist (Knoblauch & Schneider, 1995).

Die Durchlässigkeit wird durch das Porenvolumen, insbesondere aber durch die Porenstruktur (Größe und Verteilung der Poren) im Gefüge bestimmt. Liegt der Wasserzementwert über dem optimalen Verhältnis von $W/Z \approx 0,4$, so entstehen während der Hydratation durch das überschüssige Wasser unregelmäßig geformte Hohlräume. Stark & Wicht (2000) geben das Porenvolumen von vollständig hydratisiertem Zementstein bei einem Wasserzementwert = 0,5 zu 40 Vol.-% bis 45 Vol.-% an. Aufgrund der günstigen Porengrößenverteilung (ein Großteil der Poren ist kleiner als 10 nm im Durchmesser) gilt Zementstein als bautechnisch undurchlässig. Das Wasser ist in den Gelporen fast vollständig durch Adhäsionskräfte physikalisch gebunden (Powers, 1947).

Diese so genannten Kapillarporen (Durchmesser: 10 nm - 100 μm) sind hauptsächlich für die Transportphänomene im Zementstein verantwortlich. Zusätzlich entstehen Luft- und Verdichtungsporen durch unzureichende Verdichtung des Zementleims. Das nicht durch Adhäsionskräfte gebundene Wasser liegt als Wassermoleküle mit Wasserstoffbrückenbindung vor; diese Bindungen sind wesentlich schwächer, so dass bei Lagerung an der Luft mit der Zeit ein Austrocknen möglich ist (Knoblauch & Schneider, 1995).

Nach Kutzner (1991) liegt die Wichte der zur Baugrundverbesserung verwendeten Tonzementsuspensionen im erhärteten Zustand zwischen 17 kN/m³ und 18 kN/m³, was einem Porenvolumen von 60 Vol.-% bis 70 Vol.-% entspricht. Das gegenüber Zementstein höhere Porenvolumen ist sowohl auf den höheren W/Z-Wert der Tonsuspension als auch auf die andere Porengrößenverteilung durch den Zusatz von Ton oder anderen Füllstoffen im Bindemittel zurückzuführen.

Die Dichte des Düsenstrahlmaterials wird in der Literatur mit $\rho = 1,89 \text{ g/cm}^3$ bis $1,97 \text{ g/cm}^3$ (Wolbring et al., 2000) und die Wichte mit $\gamma_{\text{Düsenstrahlkörper}} = 23 \text{ kN/m}^3$ bis 24 kN/m^3 angegeben (Wachholz et al., 2000; Wittke & Wittke-Gattermann, 2006). Insgesamt liegt die (innere) Festigkeit von Boden-Bindemittel-Gemischen i.a. unter der Festigkeit von Beton (Dermatas, 1995). Bild 3.9 zeigt die Festigkeitsentwicklung von Beton mit plastischer Konsistenz über die Zeit. Vergleichend ist die Bandbreite der Festigkeitsentwicklung bei Boden-Bindemittel-Gemischen (Düsenstrahlverfahren) dargestellt. Im Gegensatz zu Beton sind bei den Boden-Bindemittel-Gemischen noch deutliche Festigkeitszunahmen über die 28-Tage-Festigkeit hinaus erkennbar. Beim Trockenmischverfahren können weitere Festigkeitszunahmen auch noch nach mehreren Jahren beobachtet werden (Wang, 2002). Erwartungsgemäß ist die Bandbreite der erzielbaren Festigkeit von Boden-Bindemittel-Gemischen aufgrund der unterschiedlichen Böden erheblich größer als bei Beton (Yang et al., 2004).

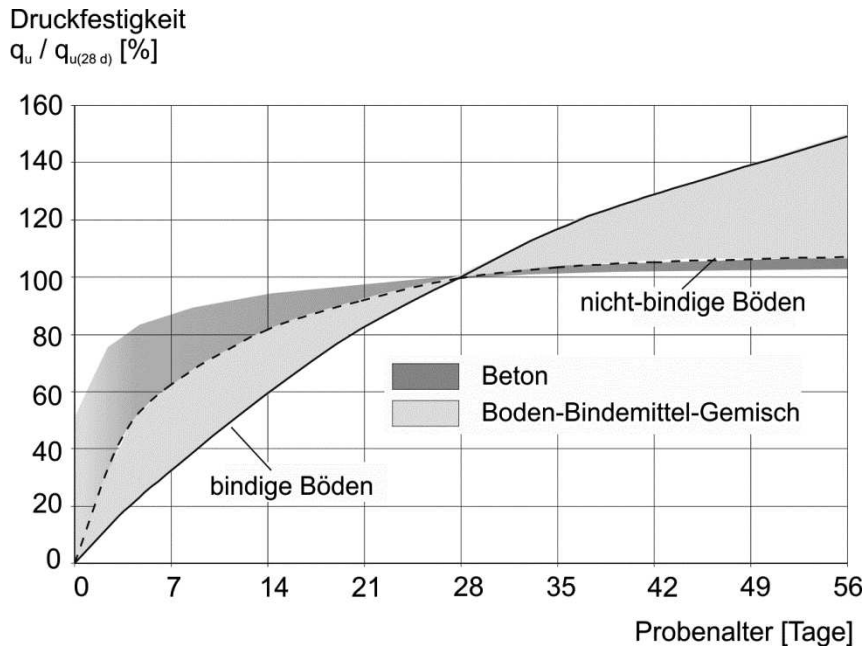


Bild 3.9 Zeitabhängige Festigkeitsentwicklung bezogen auf die 28-Tage-Festigkeit von Beton (plastische Konsistenz) und von Boden-Bindemittel-Gemischen des Düsenstrahlverfahrens (nach Grübl et al., 2001 und Keller Holding GmbH)

In Bild 3.10 sind die Ergebnisse der einaxialen Druckfestigkeiten von Proben aus Düsenstrahlköpern (Prüfalter: 28 Tage) in verschiedenen Böden dargestellt. Die Daten basieren auf einer eigenen Auswertung von rund 90 Projekten. Lunardi (1997) kommt in seiner Zusammenstellung hinsichtlich der maximal erreichbaren Festigkeiten für die verschiedenen Bodenarten zu vergleichbaren Ergebnissen. Die erzielbaren Festigkeiten bei den mechanischen Verfahren liegen unabhängig von der Bodenart zwischen $0,5 \text{ MN/m}^2$ und 10 MN/m^2 (Navin & Filz, 2005, u.a.).

Grundsätzlich kann von einer Zunahme der Festigkeit mit steigendem Bindemittelgehalt ausgegangen werden. Der Maximalwert der Festigkeit ist erreicht, wenn so viel Bindemittel im Gemisch vorhanden ist, dass durch Hydratation der komplette Porenraum des Boden-Bindemittel-Gemisches mit neu gebildeten Hydratphasen ausgefüllt werden kann (Mitchell, 1976). Dieser Idealfall wird jedoch nur theoretisch erreicht, da durch Wasserüberschuss bzw. -mangel immer Porenräume im Gefüge verbleiben.

In nicht-bindigen Böden wird die Festigkeit des Boden-Bindemittel-Gemisches durch die Festigkeit der Einzelkörner (Kies- und Sandkörner) geprägt. Sie ist in der Regel größer als die des hydraulischen Bindemittels. In bindigen Böden sowie bei weichen, schiefrigen oder verwitterten Gesteinen und Gesteinsteilen liegt die Festigkeit der Partikel unter der des hydraulischen Bindemittels, so dass Letzteres für die Festigkeit des Gemisches maßgebend ist.

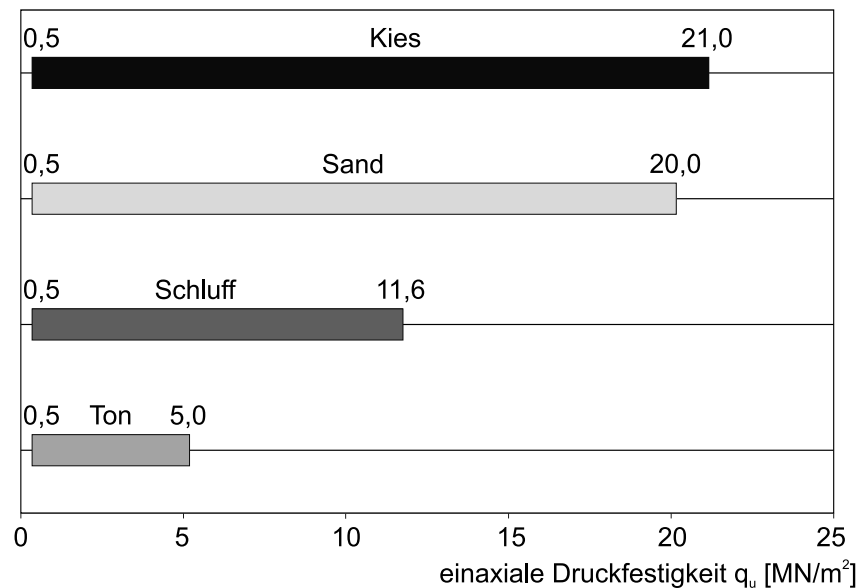


Bild 3.10 Einaxiale Druckfestigkeit (28-Tage-Festigkeit) von Boden-Bindemittel-Gemischen hergestellt mit dem Düsenstrahlverfahren

Grundsätzlich kann davon ausgegangen werden, dass die einaxiale Druckfestigkeit und somit auch der Festigkeitszuwachs gegenüber dem unbehandelten Boden umso größer ist, je weniger Feinkornanteil im Boden vorhanden ist. Neben der geringeren Festigkeit der feinkörnigen Partikel haften diese leicht an größeren Körnern, werden beim Mischen nicht abgerieben und stören so den optimalen Verbund zwischen Bodenkörnern und Zementstein. Auch besteht die Gefahr von Mischungsdefekten infolge verbackener Feinteile, die Anomalien im Boden-Bindemittel-Gemisch darstellen. Andererseits wirkt sich bei der Baugrundverbesserung mit Suspension ein hoher Feinkornanteil im Boden positiv auf das Gefüge des Boden-Bindemittel-Gemisches aus, da der aus verfahrenstechnischen Gründen verwendete hohe Wasser-Zement-Wert der Suspension (i.d.R. $> 0,8$) durch den erhöhten Wasseranspruch des Bodens zumindest teilweise kompensiert wird. Insgesamt überwiegen bei bindigen Böden jedoch die festigkeitsmindernden Einflüsse. Sherwood (1962) berichtet von einem nahezu linearen Zusammenhang zwischen Tonmineralgehalt und Festigkeit (je mehr Tonminerale im Boden, desto geringer die Festigkeit im Boden-Bindemittel-Gemisch).

Tendenziell stimmt dies mit den Beobachtungen von Ähnberg et al. (1994) überein. Durch die Zugabe von 100 kg/m^3 schnell erhärtendem Zement im Trockenmischverfahren (entspricht 7 Gew.-% bis 40 Gew.-% Bindemittelgehalt bezogen auf die Trockenmasse des Bodens), wurde die undrainierte Scherfestigkeit c_u der Böden von ursprünglich 5 kN/m^2 bis 30 kN/m^2 im unbehandelten Zustand bereits 14 Tage nach der Bindemittelzugabe auf Werte zwischen rd. 50 kN/m^2 und maximal 560 kN/m^2 erhöht (Bild 3.11). In einer zweiten Versuchsreihe wurde bei den Böden „Ton“ und „toniger Schluff“ der Bindemittelgehalt variiert. Generell ist ein deutlicher Einfluss des Bindemittelge-

halts auf die erzielbare Festigkeit resp. Scherfestigkeit erkennbar. Im Zeitraum zwischen 14 und 91 Tagen waren nur noch eine geringe Zunahme der Scherfestigkeit zu beobachten (Bild 3.12).

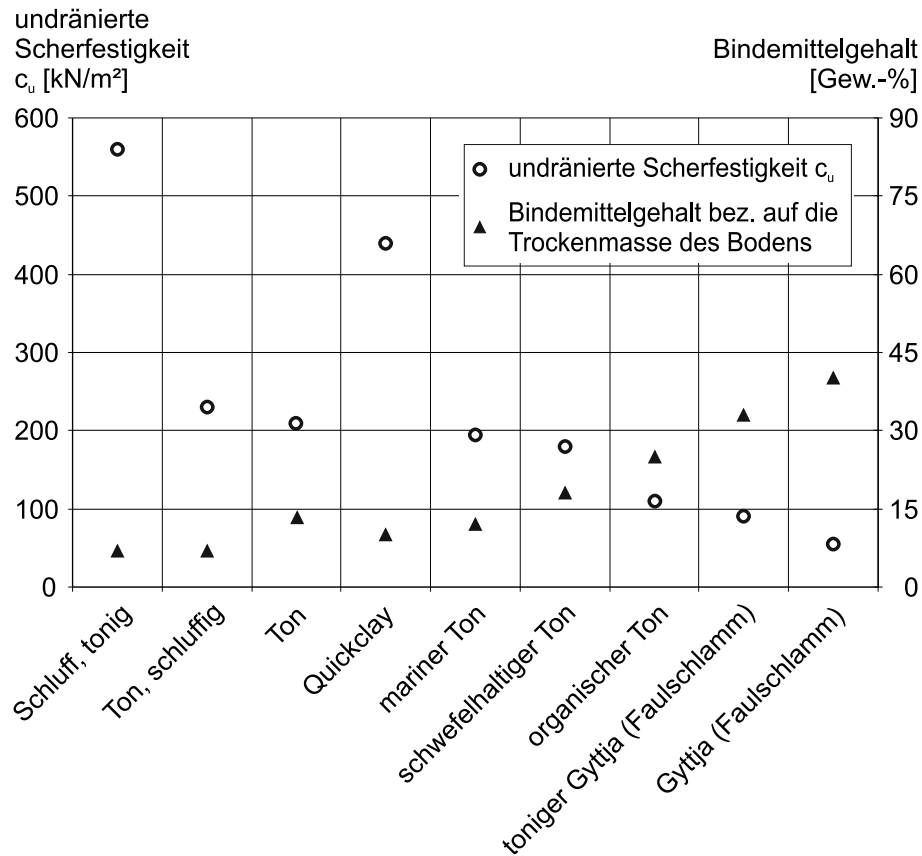


Bild 3.11 Undrained Scherfestigkeit von Boden-Bindemittel-Gemischen 14 Tage nach Herstellung (nach Åhnberg et al., 1994)

Nach Guinea et al. (2002) ist die Ausbildung der Kontaktzone zwischen Bindemittel und Gesteinskörnung entscheidend für das Rissverhalten von Beton. Je nach Festigkeitsverhältnis Gesteinskorn/Bindemittel/Kontaktzone bilden sich Risse entweder in den Körnern selbst oder ringförmig um die Körner herum. Die Autoren ermittelten, dass durch eine schlecht ausgebildete Kontaktzone die Festigkeit um bis zu 50 % reduziert sein kann.

Obwohl auch in der Betontechnologie bekannt ist, dass die Gesteinskörner unter Umständen für die Absorption von Ionen verantwortlich sind oder als Ionenquelle dienen, wird vereinfachend davon ausgegangen, dass allein das Bindemittel für die Phasenneubildung in der Kontaktzone verantwortlich ist (Tasong et al., 1998). Bei Boden-Bindemittel-Gemischen dagegen muss zwischen inerten Bodenbestandteilen und solchen unterschieden werden, die mit dem Bindemittel chemisch reagieren. Zum Einfluss der Mineralart der Bodenpartikel auf die Kontaktzone gibt es zahlreiche

Untersuchungen. So bildet sich um Kalksteinkörner eine dünnere und porenärmere Kontaktzone aus als um Quarz- und Basaltkörner, da das im Kalkstein enthaltene Calciumcarbonat mit C_3A und C_3S aus dem Bindemittel und mit Wasser reagiert und basisches Calciumcarbonat bildet (Locher, 2000; Tasong et al., 1999). Die Wechselwirkung zwischen Tonmineralen und hydraulischem Bindemittel wurde bereits in Kapitel 3.3.3 erläutert.

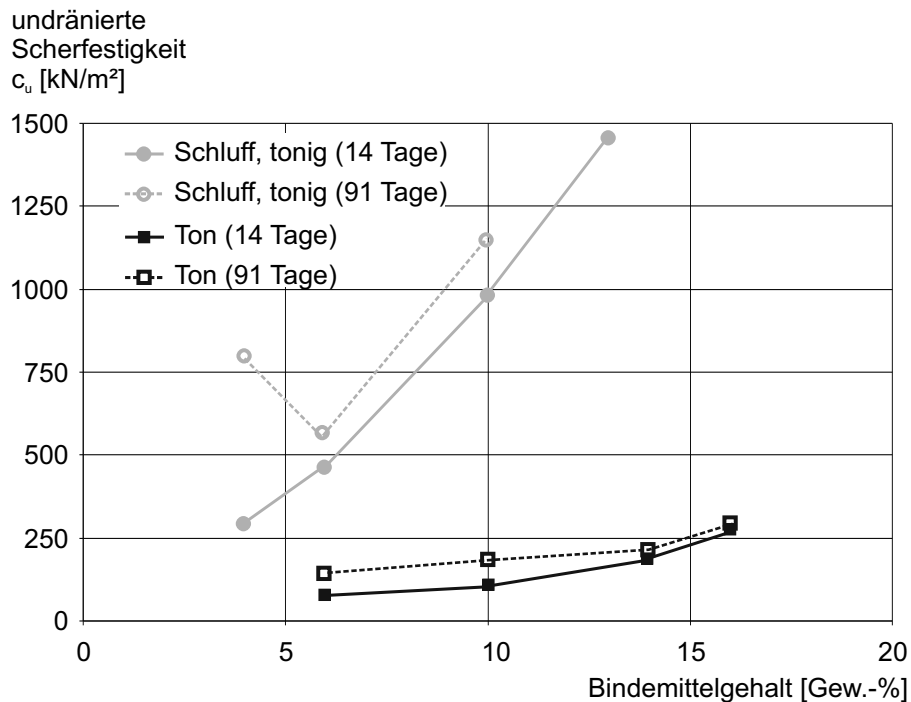


Bild 3.12 Scherfestigkeit der Boden-Bindemittel-Gemische in Abhängigkeit vom Bindemittelgehalt 14 und 91 Tage nach Herstellung (nach Åhnberg et al., 1994)

Die Durchlässigkeit von Boden-Bindemittel-Gemischen liegt nach Kutzner (1991) für nicht-bindige Böden (Prüfalter: 28 Tage) bei maximal $k_f = 10^{-8}$ m/s. Tokunga et al. (2005) berichten über die im Labor erzielte Reduzierung der Durchlässigkeit von bis zu 3 Zehnerpotenzen bei Boden-Bindemittel-Gemischen aus Sand und 12 Gew.-% Zement und um bis zu 2 Zehnerpotenzen bei Ton-Zement-Gemischen (Prüfalter: 28 Tage). Die Dichtsohlen, die mit dem Düsenstrahlverfahren im Berliner Sand hergestellt werden, führen zu einer Reduktion der Durchlässigkeit des dicht gelagerten Sandes von $k_f = 10^{-3}$ m/s bis 10^{-4} m/s auf $k_f = 10^{-8}$ m/s (Borchert et al., 1997). Grundsätzlich wirken sich ein steigender Bindemittelgehalt sowie ein steigender Anteil an bindigen Bodenpartikeln reduzierend auf die Durchlässigkeitseigenschaften von Boden-Bindemittel-Gemischen aus. Neben dem Gesamtwassergehalt, der wie oben beschrieben den Porenanteil in der Gefügestruktur bestimmt, hat die Güte der Durchmischung den größten Einfluss auf die Durchlässigkeit.

Insgesamt ist die Reduktion der Durchlässigkeit (Messgröße: Durchlässigkeitsbeiwert k_f) ein zeitabhängiger Prozess, wobei beim Nassmischverfahren nach 28 Tagen keine signifikante Veränderung mehr zu erwarten ist (Tokunga et al., 2005), während beim Trockenmischverfahren durch die zeitverzögerte Hydratation noch über einen langen Zeitraum Änderungen auftreten können.

4 Schädigende Ettringitbildung

4.1 Allgemeines

Die Ettringitbildung im verfestigten Boden-Bindemittel-Gemisch resultiert aus einer Kombination von chemischen und chemisch-physikalischen Vorgängen. Sie führt bei bestimmten Randbedingungen zur Zerstörung des Gefüges und damit zum Verlust der Gebrauchstauglichkeit und in letzter Konsequenz auch zum Verlust der Tragfähigkeit. Der Zerstörungsgrad variiert in Abhängigkeit der Umgebungsbedingungen, der Einwirkungsdauer der schädigenden Stoffe sowie der Reaktionsdauer und der Stoffmengen, die für die Ettringitbildung zur Verfügung stehen (Mulenga et al., 2001). Die Zerstörung des Gefüges erfolgt grundsätzlich umso schneller,

- je höher die Umgebungstemperatur ist,
- je größer der Wassergehalt im Gemisch ist und
- je größer der Wasseraustausch im Gemisch ist,

da diese Faktoren die Reaktionen beschleunigen und intensivieren. Grundvoraussetzung sind Vorschädigungen im Gefüge, damit der Schädigungsprozess beginnen und mehr oder weniger schnell fortschreiten kann (Yang et al., 1996).

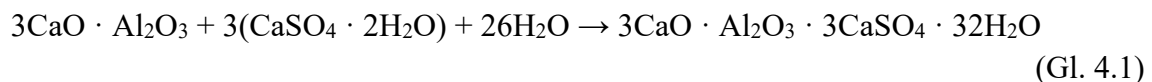
Alle Schäden infolge Ettringitbildung sind zeitabhängig, d.h. eine Intensivierung des Schadens mit der Zeit ist immer zu beobachten. Von Cordon (1962) wurden z.B. Schädigungen an Boden-Bindemittel-Gemischen infolge Ettringitbildung über einen Zeitraum von 18 Monaten beobachtet. Die Boden-Bindemittel-Gemische waren in Kontakt mit sulfathaltigem Boden bzw. wurden in sulfathaltigem Wasser gelagert. Zunächst wurden Risse und Abplatzungen am Gefüge beobachtet, die mit der Zeit zu regelrechten Auflösungserscheinungen der Boden-Bindemittel-Matrix und schließlich zur kompletten Zerstörung des Gefüges führten. Die beschriebenen Schädigungen waren in den meisten Fällen bereits nach 6, spätestens jedoch nach 12 Monaten mit bloßem Auge erkennbar. Aufgrund der Zeitabhängigkeit der Schadensintensität werden die Folgen der Ettringitbildung in verfestigten Boden-Bindemittel-Gemischen von Rollings & Rollings (2003) als „meist schwerwiegend“ und mit nur schwer abschätzbarem Schadensausmaß bezeichnet.

4.2 Begriffsdefinitionen

Der Bildungsmechanismus von Ettringit wurde bereits in zahlreichen wissenschaftlichen Untersuchungen ausführlich beschrieben. Eine umfangreiche Zusammenstellung hierzu enthält z.B. Bollmann (2000).

Je nach dem Habitus der Ettringitkristalle, dem Bildungszeitpunkt und der Herkunft der Reaktionspartner existieren verschiedene Bezeichnungen für die Ettringitbildung, die in der internationalen Literatur jedoch nicht einheitlich verwendet werden (Fu & Beaudoin, 1996; Mather, 1996; Benstedt & Munn, 1997). Häufig wird der Begriff „Sulfatangriff“ (sulfate attack) mit der Schädigung durch Ettringitbildung gleichgesetzt. Dies ist jedoch in der Fachwelt umstritten, da es sich strenggenommen bei Sulfatangriff um einen Oberbegriff für mehrere Reaktionen handelt, die sowohl zur Ettringit-, als auch zur Gips- und Thaumasitbildung führen können. Auch sind nach Meinung von Skalny et al. (2000) sowie Hime & Mather (1999) schädigende Reaktionen, die durch Schwefelsäure oder Eisensulfid ausgelöst werden, ebenfalls als Sulfatangriff einzustufen.

Die primäre Ettringitbildung (nach Odler (1997) auch: frühe, primäre Ettringitbildung) wird übereinstimmend als wesentliches, strukturbildendes und für die Erhärtung von Portlandzement notwendiges Produkt angesehen. Danach bildet sich im Bindemittel Ettringit aus C_3A und Gips mit Wasser sofort nach dem Anmischen des Zementleimes (Gl. 4.1).



Die Ettringitkristalle liegen zunächst als kurzsäulige, prismatische Kristalle fein verteilt im Gefüge vor. Während einer weiteren Hauptwachstumsphase in Längsrichtung rund 12 bis 24 Stunden nach dem Anmischen des hydraulischen Bindemittels bildet sich langfaseriges Ettringit mit Kristalllängen zwischen 1,5 μm und 2,5 μm . Der Kristallisationsprozess endet, wenn die Sulfatkonzentration in der Porenlösung für die weitere Ettringitbildung nicht mehr ausreicht. Das Ettringit wird im weiteren Verlauf der Hydratation teilweise aufgelöst und mit dem verbleibenden C_3A in Monosulfat umgewandelt. Der Gehalt an Ettringit und Monosulfat in normal erhärtetem, intaktem Beton liegt insgesamt zwischen 10 % und 15 % (Stark & Wicht, 2001).

Bildet sich Ettringit im bereits erhärteten Gefüge, so kommt es infolge der Volumenzunahme durch die Reaktion ggf. zu Quellen und Festigkeitsverlusten im Boden-Bindemittel-Gemisch; vereinfachend wird daher im Folgenden von schädigender Ettringitbildung gesprochen. In Bollmann (2000) sind die unterschiedlichen Mechanismen der schädigenden Ettringitbildung beschrieben. Häufig werden in der Literatur auch die Begriffe sekundäre Ettringitbildung (secondary ettringite formation), verspätete Ettringitbildung (delayed ettringite formation, DEF) oder auch späte (late) oder externe (external) Ettringitbildung verwendet. Zur besseren Darstellung erfolgt im Rahmen dieser Arbeit die Unterscheidung der schädigenden Ettringitbildung im erhärteten Boden-Bindemittel-Gemisch soweit möglich nach den unterschiedlichen Herkunftsarten der Reaktionspartner.

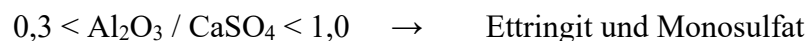
In allen Fällen setzt die schädigende Ettringitbildung voraus, dass alle notwendigen Reaktionspartner im erhärteten Gefüge zur Verfügung stehen und dass die Randbedingungen die Kristallisation von stabilem Ettringit ermöglichen, so dass sich ein neues Gleichgewicht im Gefüge des Boden-Bindemittel-Gemisches einstellen kann.

Sowohl die unterschiedlichen Theorien zum Bildungsmechanismus von Ettringit als auch zu den möglichen Stofflieferanten für die notwendigen Reaktionspartner werden im Folgenden kurz vorgestellt. Anders als bei den aus der Beton- und Zementtechnologie bekannten Bildungsmechanismen müssen für Boden-Bindemittel-Gemische die möglichen Reaktionspartner und Bildungsmechanismen noch um die boden- und grundwasserspezifischen Komponenten erweitert werden. Insbesondere infolge der Verwendung des Bodens mit seinem breiten Spektrum an möglichen Zusammensetzungen und Eigenschaften als Bestandteil des Boden-Bindemittel-Gemisches wird das System ungleich komplexer.

4.3 Morphologie

Ettringit ist ein säulenförmiges, hexagonal-prismatisch kristallisierendes Mineral, das in seiner natürlich vorkommenden Form erstmalig im Jahr 1874 von Lehmann beschrieben wurde (Lehmann, 1874). Erstmals synthetisch hergestellt wurde das auch als „Candlot-Michaelis'sches Salz“ oder „Zement-Bazillus“ bezeichnete Ettringit Ende des 19. Jahrhunderts von Candlot und Michaelis (1892) im Rahmen ihrer Untersuchungen zu den Ursachen des Sulfattreibens in Betonen (Bollmann, 2000).

Liegen Calcium, Aluminium, Wasser und Sulfat in einer Lösung in der richtigen mengenmäßigen Ionenkonzentration vor, so bilden sich unter bestimmten Randbedingungen die Komplexsalze Ettringit und/oder Monosulfat. Je nach Mengenverhältnis Al_2O_3 zu CaSO_4 ergeben sich



Die Kristallisation von Ettringit findet unter Volumenzunahme gegenüber den Ausgangsstoffen statt. Bei räumlicher Behinderung kann dadurch ein erheblicher Druck entstehen.

Die chemische Zusammensetzung von Ettringit lautet

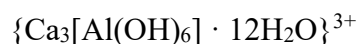


Ettringit wird aufgrund seiner Zusammensetzung auch als Calcium-Aluminat-Sulfat-Hydrat, Tricalciumaluminat-Trisulfathydrat oder kurz Trisulfat bezeichnet (Stark & Wicht, 2001; Kollmann et al., 1976). Es handelt sich um ein kristallwasserreiches Mineral, dessen Molmasse (insgesamt 1254,6 g/mol) zu knapp der Hälfte aus Kristallwasser besteht. In Tabelle 4.1 sind die wichtigsten chemischen Kenngrößen von Ettringit zusammengestellt.

Molmasse:	270,20 g C_3A + 3 × 136,14 g CaSO_4 + 32 × 18,00 g H_2O
theoretische Zusammensetzung von 1 Mol:	21,54 % C_3A + 32,55 % CaSO_4 + 45,91 % H_2O bzw. 26,82 % CaO + 8,13 % Al_2O_3 + 19,14 % SO_3 + 45,91 % H_2O
reines Ettringit (wasserfrei):	49,60 % CaO + 15,00 % Al_2O_3 + 35,40 % SO_3
Dichte von reinem Ettringit:	1,7504 g/cm ³ bis 1,7729 g/cm ³

Tabelle 4.1 Zusammenstellung der wichtigsten Kenngrößen von Ettringit

Nach dem Strukturmodell von Taylor bilden Kationen der Zusammensetzung



die Säulen des Ettringitkristalls, in dem die $\text{Al}(\text{OH})_6^{3-}$ -Oktaeder über gemeinsame Kanten mit den CaO_8 -Polyedern verknüpft sind. Damit sind die in das Kristall eingebauten Aluminium-Ionen über OH^- -Gruppen an je zwei Ca^{2+} -Ionen gebunden. Die zwischen den Säulen verbleibenden Hohlräume sind mit SO_4^{2-} -Tetraedern und den übrigen Wassermolekülen gefüllt, so dass die einzelnen Säulen umgeben sind von einer anionischen Schicht aus $[(\text{SO}_4)_3 \cdot 2\text{H}_2\text{O}]^{6-}$ (Bild 4.1).

Die Wassermoleküle sind in den Hohlräumen zum Teil nur sehr locker gebunden und können bei Trocknung bzw. Temperaturerhöhung leicht abgespalten werden, ohne dass das Kristall selbst instabil wird. Aus diesem Grund existiert Ettringit in Abhängigkeit von Herstellart und Probenbehandlung mit unterschiedlichen Kristallwasseranteilen. Kollmann et al. (1976) berichten über verschiedene Ettringitformen, die zwischen 8 und 120 H₂O-Moleküle besitzen.

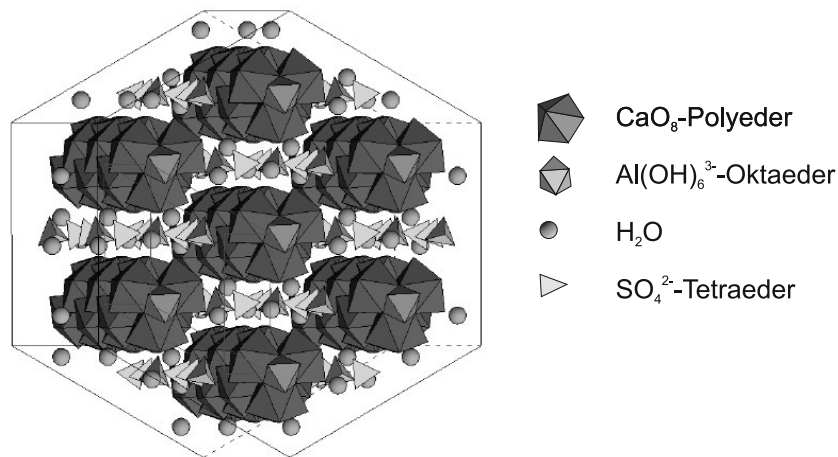


Bild 4.1 Strukturmodell von Ettringit nach Neubauer
(aus Bollmann, 2000)

Zusätzlich existieren verschiedene Unterarten von Ettringit, die durch den Einbau von Fremdionen, wie z.B. Si⁴⁺-, Fe³⁺-, Cr³⁺-Ionen oder Erdalkalien in das Kristallgitter gebildet werden (Kollmann, 1978).

Die sulfatärmere Form bildet das Komplexsalz Monosulfat, ein blättchenförmiges Calciumaluminathydrat, das aus [Ca₂Al(OH)₆]⁺-Schichtpaketen aufgebaut ist. In den oktaedrischen Lücken befinden sich geordnete Ca²⁺- und Al³⁺-Ionen. Durch SO₄²⁻-Anionen und Wassermoleküle zwischen den Schichten erfolgt der Ladungsausgleich. Pro Elementarzelle besitzt Monosulfat drei solcher Schichten. Ein Austausch der Sulfationen durch Chloridionen (Monochlorid bzw. Friedel'sches Salz) oder der Ersatz der Aluminiumionen durch Eisen (AFm-Phase) oder Chromat ist möglich.

Die chemische Zusammensetzung von Monosulfat lautet



Monosulfat ist in feuchter Umgebung bei pH-Werten um 12,0 stabil, reagiert jedoch empfindlich auf Änderungen im Wassergehalt. Die Bildung von Monosulfatkristallen wird im Allgemeinen nicht mit einer Volumenveränderung in Verbindung gebracht.

Eine weitere ettringitähnliche Verbindung ist das Thaumasit mit folgender chemischer Zusammensetzung:



Thaumasit bildet sich bei Temperaturen zwischen 0 °C und 5 °C aus CSH-Phasen, Wasser, Sulfationen und CO₂ bzw. CO₃²⁻. Durch die Bildung von neuen Kristallen aus den CSH-Phasen führt dies zur Zerstörung der Bindemittelmatrix. Eine weitere Bildungsmöglichkeit besteht durch die Umwandlung von Ettringit in Thaumasit. In diesem Fall treten beide Minerale häufig gemeinsam auf. Die Identifizierung von Thaumasit mittels Röntgendiffraktometrie ist schwierig, da es sich kaum von Ettringit unterscheidet. Die Bildung von Thaumasit wird häufig von der Bildung von sekundärem Gips und Brucit (Magnesiumhydroxid) begleitet.

Untersuchungen von Stark & Wicht (2001) ergaben keine eindeutige Abhängigkeit des Ettringithabitus vom Ort der Kristallisation. Sie führten die Untersuchungen an Ettringitproben unter Wasserdampfatmosfera mit einem atmosphärischen Rasterelektronenmikroskop (ESEM) durch, um eine Verfälschung der Ergebnisse durch Kohlenstoffbedampfung sicher ausschließen zu können. An synthetisch hergestelltem Ettringit sowie an Ettringit aus geschädigten Laborbetonproben wurden tendenziell sehr schlanke Kristalle nachgewiesen. Da sie dicht aneinander liegen, bilden sie nadelförmig erscheinende Strukturen mit unterschiedlichem Querschnitt aus. Insbesondere in Poren und bei unbehindertem Wachstum kristallisiert Ettringit mit stängeligem Habitus, es bilden sich kugelförmige oder sphäroide Formationen aus.

Untersuchungen an wärmebehandeltem Beton ergaben, dass sich die Ettringitkristalle zunächst direkt an den CSH-Phasen sowie in Hohlräumen mit maximal 10 µm Durchmesser bilden. Erst später kommt es zur Kristallisation in Rissen zwischen den Zuschlagkörnern und der Bindemittelmatrix. In den Beobachtungen von Taylor et al. (2001) schreitet die Ettringitbildung tendenziell von außen nach innen fort.

Obwohl die genauen Ursachen für die verschiedenen Erscheinungsformen von Ettringit noch nicht vollständig geklärt sind, ist sicher, dass bei Beton wie auch bei Boden-Bindemittel-Gemischen die Zusammensetzung von Bindemittel und Boden bzw. Gesteinskörnung, die Konzentrationsverhältnisse und der pH-Wert in der Porenlösung, der Bildungsmechanismus, der Einbau von Fremdionen, die räumlichen Bedingungen u.a. den Ettringithabitus beeinflussen. Nach Bollmann (2000) sowie Chartschenko & Stark (1995) spielen die OH⁻-Konzentration bzw. der pH-Wert der Porenlösung für den Kristallisationsprozess und die Morphologie bei der Ettringitbildung die größte Rolle.

Von Mitchell & Dermatas (1992) konnte anhand von im Labor hergestellten und in Sulfatlösung gelagerten Boden-Kalk-Ton-Gemischen nachgewiesen werden, dass im Falle von Montmorillonit als Tonmineral nur sehr kleine Ettringitkristalle gebildet wurden, während das Ettringit in den Proben mit Kaolinit in relativ großen Kristallen auftrat.

Existenz und Stabilität von Ettringit sind darüber hinaus auch temperaturabhängig, da aufgrund seiner günstigeren freien Bildungsenthalpie die Bildung von Ettringit, unabhängig vom Verhältnis C_3A zu $CaSO_4$, thermodynamisch wahrscheinlicher ist als die Bildung von Monosulfat. Die theoretische Umwandlungstemperatur von Ettringit in Monosulfat wird in der Literatur zwischen $60^\circ C$ und $95^\circ C$ angegeben, wobei der Wert abhängig vom Alkaligehalt der Porenlösung (pH-Wert) sowie von den Feuchtebedingungen ist.

Untersuchungen von Damidot & Glasser (1992) zeigen, dass sich der pH-Wert-Bereich, in dem Ettringit stabil bleibt, bei Temperaturerhöhung kaum ändert (Tabelle 4.2). Daraus folgt, dass der pH-Wert als kritischer Faktor für die Ettringitstabilität herangezogen werden muss.

	Stabilitätsbereich	
Temperatur	Ettringit	Monosulfat
$25^\circ C$	$10,43 < \text{pH-Wert} < 12,52$	k.A.
$50^\circ C$	$10,52 < \text{pH-Wert} < 12,41$	$11,95 < \text{pH-Wert} < 12,41$
$85^\circ C$	$10,87 < \text{pH-Wert} < 12,25$	$11,80 < \text{pH-Wert} < 12,25$

Tabelle 4.2 Stabilitätsbereich für Ettringit und Monosulfat in Abhängigkeit von Temperatur und dem pH-Wert (nach Damidot & Glasser, 1992)

Die Zersetzung von Ettringit in alkalischem Milieu (hoher pH-Wert in der Porenlösung) wurde von Stark & Bollmann (2000) in Versuchen nachgewiesen. Demnach beginnt sich Ettringit ab einer OH^- -Ionen-Konzentration von 400 bis 500 mmol/l (entspricht einem $\text{pH-Wert} \geq 13,6$) langsam aufzulösen. Je höher die Ionenkonzentration in der Porenlösung, desto schneller der Zersetzungsprozess, wobei gleichzeitig auch die Sulfatkonzentration in der Porenlösung zunimmt. Der Prozess wird so lange fortgesetzt, bis die Ionenkonzentration der Lösungsphase im Gleichgewicht mit den Feststoffen steht. Damit besteht auch ein direkter Zusammenhang zwischen Ettringitabbau und Menge der Lösungsphase. Als Reaktionsprodukte entstehen sulfatfreie Calciumalumi-

nathydrate, Monosulfat und Portlandit. Steht CO_2 zur Verfügung, so können auch Monocarbonat und Calcit gebildet werden.

4.4 Bildungsmechanismen von schädigendem Ettringit

4.4.1 Ettringitbildung durch Sulfatüberschuss

4.4.1.1 Allgemeines

Die Ettringitbildung durch Sulfatüberschuss im verfestigten Boden-Bindemittel-Gemisch tritt dann auf, wenn mehr Sulfat im Gemisch vorhanden ist als für die Hydratation des Bindemittels erforderlich. Zusätzlich ist eine begriffliche Unterscheidung in Ettringitbildung durch Sulfatüberschuss infolge innerer und äußerer Sulfatquellen in der Betontechnologie üblich.

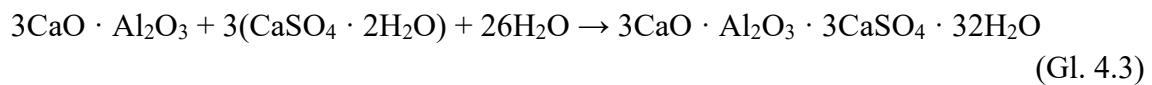
Für Boden-Bindemittel-Gemische kommen Sulfate im Zugabewasser und im Bindemittel, aber auch im Grundwasser und im Boden (meist in Form von Gips bzw. Anhydrit) als innere Sulfatquellen in Frage, da verfahrensbedingt Boden und Grundwasser mit dem Bindemittel in-situ vermischt werden. Zudem können Sulfate im Boden und/oder Grundwasser für das Boden-Bindemittel-Gemisch als äußere Sulfatquelle dienen.

Grundsätzlich können alle sulfatarmen Verbindungen, die standardmäßig aus den Klinkerphasen des Bindemittels während der Hydratation gebildet werden (der C_3A -Gehalt ist i.d.R. höher als zur Umwandlung des Sulfates im Bindemittel erforderlich) bei späterer Sulfatzufuhr zu Ettringit reagieren. Ist das Gefüge intakt, so findet die nachträgliche Ettringitbildung örtlich und zeitlich begrenzt statt, da die notwendigen Reaktionspartner Wasser und Sulfat durch Diffusion nicht in ausreichender Menge von außen an den Reaktionsort gelangen können. In Tabelle 4.3 ist die zu erwartende Volumenvergrößerung bei der Bildung von Ettringit aus den sulfatarmen Verbindungen im Zementstein zusammengestellt.

Die von Müllauer et al. (2009) durchgeführten Untersuchungen zum Einfluss des Sulfatangriffs auf die Phasenbildungen im Zementstein ergaben, dass bei Eindringen von Sulfationen (z.B. gut lösliches Natriumsulfat Na_2SO_4) in den Zementstein die Sulfationen zunächst mit dem Calciumhydroxid aus der Porenlösung zu Gips reagieren (Gl. 4.2). Begleitet wird dies von der Lösung von Portlandit. Das im verfestigten Boden-Bindemittel-Gemisch noch vorhandene C_3A reagiert dann nach Gleichung 4.1 mit dem Gips zu Ettringit (Locher, 2000). Alternativ kann Gips auch mit dem, aus der primären Ettringitbildung im Boden-Bindemittel-Gemisch entstandenen Monosulfat zu Ettringit reagieren (Gl. 4.3).

sulfatarne Verbindungen	Kristall	Volumenvergrößerung
C ₃ A	Ettringit	8,0-fach
C(AF)	Ettringit	5,7-fach
C ₃ AH ₆	Ettringit	4,8-fach
C ₃ AH ₆	Monosulfat	2,5-fach
Monosulfat	Ettringit	2,3-fach

Tabelle 4.3 Volumenvergrößerung bei der Ettringitbildung aus sulfatarmen Verbindungen im Zementstein bei Kontakt mit Wasser und Sulfat (nach Stark & Wicht, 2001)



Die Sulfatkonzentration in der Porenlösung muss dafür entsprechend hoch sein und der pH-Wert unter etwa 13,0 liegen. Das im Monocarbonat ($\text{C}_3\text{A} \cdot \text{CaCO}_3 \cdot \text{H}_{11}$) enthaltene C_3A dient als primäre Aluminatquelle bei der Bildung von Ettringit, wobei beobachtet wurde, dass die Ettringitbildung auch nach vollständiger Auflösung des Monocarbonates nicht abgeschlossen war, so dass vermutet wird, dass auch röntgenamorphe Al-haltige Phasen an der Ettringitbildung beteiligt sind (Bild 4.2). Durch die Verwendung eines C_3A -armen Bindemittels kann die Ettringitbildung bei sonst gleichen Randbedingungen erheblich reduziert werden.

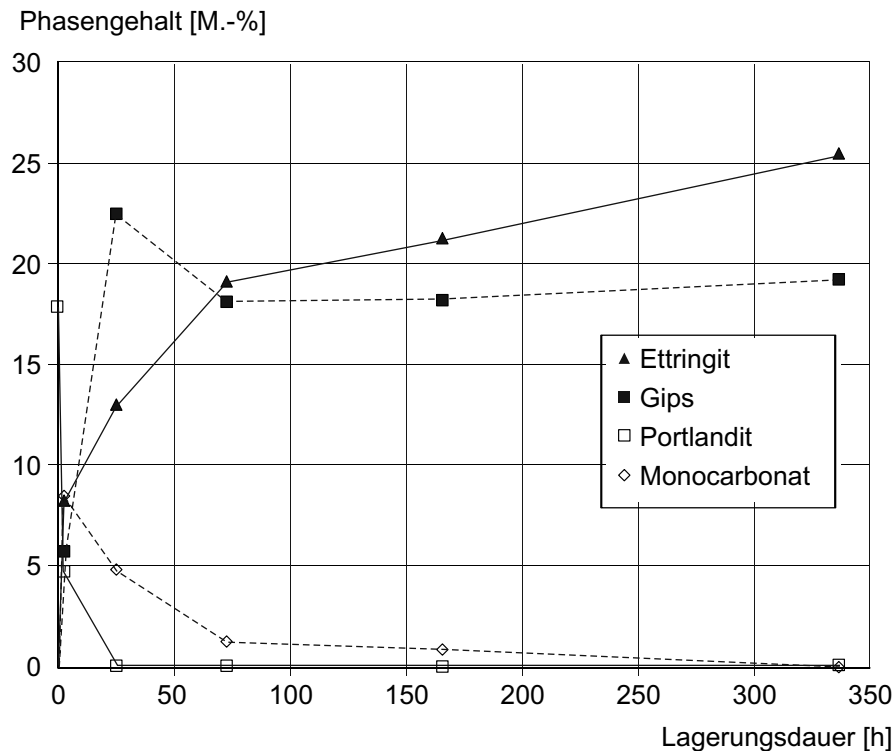


Bild 4.2 Phasenentwicklung in Abhängigkeit der Lagerungsdauer von Zementpulver in Sulfatlösung mit einer Anfangskonzentration von 30 g/l SO_4^{2-} (nach Müllauer et al., 2009)

Dies wird bestätigt durch die Ergebnisse der Untersuchung der Eindringtiefe der Ettringitkristalle in die Zementmatrix nach 90 Tagen Lagerung in Sulfatlösung. Während Ettringit bis in eine Tiefe von mindestens 4 - 5 mm nachgewiesen werden konnte, wurde Gips bereits in 2 – 3 mm Tiefe nicht mehr nachgewiesen (vgl. Bild 4.3).

Mitchell & Dermatas (1992) führen die Schädigung und Volumenzunahme von stark sulfathaltigen Kalk-Boden-Gemischen auf die Umwandlung von Ettringit aus Monosulfat zurück. Sie beobachteten an Laborproben eine kontinuierliche Reduzierung der Monosulfatmenge und einen ebensolchen Anstieg der Ettringitmenge über einen Zeitraum von 20 Monaten.

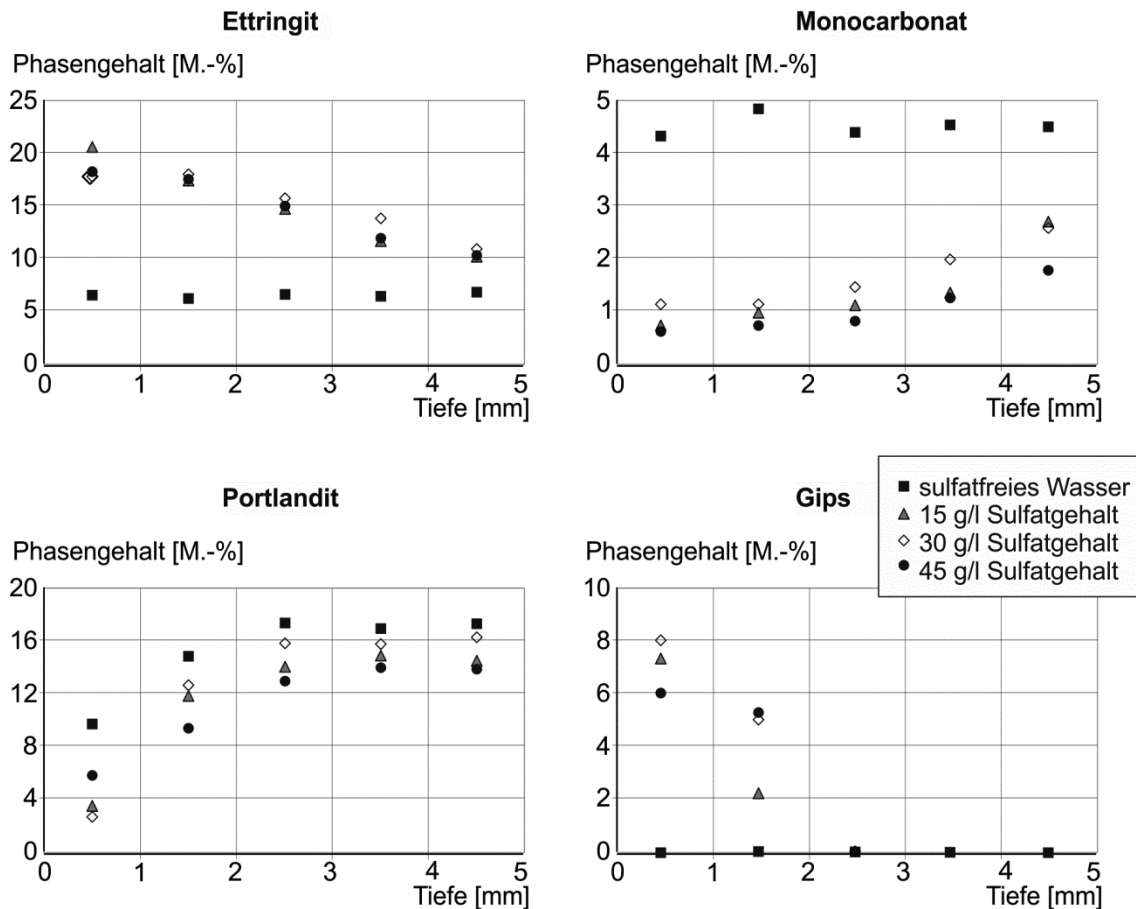


Bild 4.3 Verteilung der Phasen Ettringit, Monocarbonat, Portlandit und Gips über die Tiefe nach 90 Tagen Lagerung in Sulfatlösung (nach Müllauer et al., 2009)

4.4.1.2 Bindemittel als Sulfatquelle

Je nach Zementart und Festigkeitsklasse liegt der maximal zulässige Sulfatanteil im Bindemittel nach EN 197-1 zwischen 3,5 % und 4,0 % SO_3 . Diese geringen Sulfatmengen sind für die primäre Ettringitbildung während der Hydratation erforderlich, gleichzeitig ist dadurch die primäre Ettringitbildung zeitlich und mengenmäßig begrenzt. So wird sichergestellt, dass nach dem Erhärten des Bindemittels kein reaktives Sulfat mehr im Bindemittel vorhanden ist.

Trotzdem ist es möglich, dass neben dem in Alkaliverbindungen enthaltenen Sulfat weiteres SO_3 im Bindemittel vorhanden ist, welches z.B. durch schwefelhaltigen Brennstoff eingetragen wird und im C_2S -Klinker eingelagert und damit nur schwer löslich ist (Hime, 2002). Dieses Sulfat steht dann u.U. bei geeigneten Randbedingungen als Reaktionspartner für die schädigende Ettringitbildung zur Verfügung.

4.4.1.3 Boden und Grundwasser als Sulfatquelle

Um schädigende Ettringitbildung durch äußeren Sulfatangriff auf Betonbauteile infolge von Sulfaten im Boden bzw. im Grundwasser zu verhindern, sind Grenzwerte in DIN 4030 angegeben. Die Grenzwerte für die drei Expositionsklassen für die sogenannten erdberührten Betonbauteile sind in Tabelle 4.4 dargestellt, die Bestimmung des Sulfatgehaltes erfolgt nach DIN EN 196-2. Bei einem Sulfatgehalt von mehr als 3.000 mg SO_4^{2-} -je kg lufttrockenem Boden bzw. 600 mg je Liter Grundwasser sind für Betonbauteile, die mit dem Sulfatträger in Berührung kommen, Zemente mit hohem Sulfatwiderstand (SR-Zemente) zu verwenden. Diese Zemente besitzen nur geringe Mengen bzw. überhaupt kein C_3A , so dass die für die Ettringitbildung notwendige Aluminatkomponente begrenzt bzw. gar nicht zur Verfügung steht. Inwiefern diese Grenzwerte auch für Boden-Bindemittel-Gemische bei der Baugrundverbesserung gelten können, wurde bis dato nicht untersucht. Bei Boden-Bindemittel-Gemischen in der Baugrundverbesserung ist der Bindemittelgehalt gegenüber Beton um rund 50 % geringer, wodurch der Anteil an Calcium und Aluminium im Verhältnis zu den Sulfaten aus Boden und/oder Grundwasser i.d.R. von vornherein geringer ist. Dadurch ist die Gefahr dieser Art der Ettringitbildung im Boden-Bindemittel-Gemisch gegenüber Beton automatisch reduziert (Rollings et al., 1999).

Expositionsklasse	Grundwasser [mg/l]	Boden [mg/kg]
XA1	$200 \geq \text{XA1} \leq 600$	$2.000 \geq \text{XA1} \leq 3.000$
XA2	$600 > \text{XA2} \leq 3.000$	$3.000 > \text{XA2} \leq 12.000$
XA3	$3.000 > \text{XA3} \leq 6.000$	$12.000 > \text{XA3} \leq 24.000$

Tabelle 4.4 SO_4^{2-} -Grenzwerte für die Expositionsklassen bei chemischem Angriff durch natürliche Böden und Grundwasser auf erdberührte Betonbauteile (DIN 4030-1)

Für den Bereich der Bodenverbesserung, d.h. für einen Bindemittelgehalt $< 10 \%$ im Boden-Bindemittel-Gemisch werden in der Literatur Werte für den Sulfatgehalt im Boden zwischen 1.000 und 10.000 mg/kg angegeben, ab denen bei der Verwendung von Ca-haltigen Bindemitteln mit Ettringitbildung zu rechnen ist (Little et al., 2010). Untersuchungen von Knopp & Moormann (2016a, 2016b & 2017) an Proben mit einem Zementanteil von 4 M.-% ergaben ein mittleres bis hohes Risiko für schädigende Ettringitbildung ab einem Sulfatgehalt im Boden von rd. 5.000 mg/kg. Erfahrungs- oder Grenzwerte für Gemische mit einem Bindemittelanteil $> 10 \%$ sind nicht bekannt.

Neben den, gemäß DIN 4030 vorwiegend im Boden vorhandenen Sulfaten in Form von Eisensulfiden (Pyrit und Markasit) können auch Gips ($\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$) oder wasserfreies Anhydrit (CaSO_4) als Sulfatlieferant dienen. Sowohl Gips als auch Anhydrit sind zwar zunächst durch die Hydratation des Bindemittels immobilisiert, können aber mit der Zeit ausgewaschen oder im Porenwasser gelöst werden. Die gelösten Sulfationen stehen dann direkt für die Ettringitbildung zur Verfügung. Darüber hinaus erhöht sich durch die langsame Lösung des Sulfatträgers die Porosität des Gefüges, die Durchlässigkeit steigt und Transportprozesse im Gefüge werden begünstigt (Sherwood, 1958). Bei der Mobilisierung der Sulfate aus dem Boden spielt deren Löslichkeit eine große Rolle. Nach Mitchell & Dermatas (1992) ist der langsam bzw. schwer lösliche Gips ein optimales Sulfatdepot für die schädigende Ettringitbildung im verfestigten Boden-Bindemittel-Gemisch.

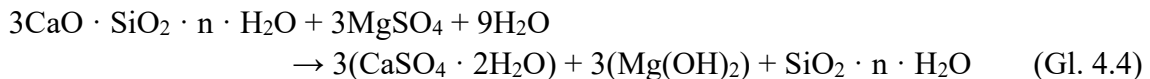
Versuche von Sherwood (1958) an tonmineralhaltigen Boden-Bindemittel-Gemischen (Bindemittel: Portlandzement) bestätigen das unterschiedliche Verhalten der verschiedenen Sulfate. Bereits 14 Tage nach der Herstellung zeigten die in sulfathaltigem Wasser gelagerten Proben gegenüber den Proben in sulfatfreiem Wasser erhebliche Festigkeitsverluste, die in einigen Fällen zur vollständigen Auflösung der Probe führten. Dies traf insbesondere auf Proben zu, die in Natrium- bzw. Magnesiumsulfat-haltigem Wasser (Sulfatgehalt: $< 5.000 \text{ mg/l SO}_3$) gelagert wurden, während die Proben in Calciumsulfatlösung (CaSO_4) erst bei einer Konzentration von mehr als 7.500 mg/l SO_3 Gefügeschäden zeigten.

Im Fall von Sulfaten im Boden ist bei der Durchmischung von Boden und Bindemittel zu berücksichtigen, dass Natriumsulfat (Na_2SO_4), Kaliumsulfat (K_2SO_4) oder Magnesiumsulfat (MgSO_4) aufgrund ihrer guten Löslichkeit bereits während der Hydratation als Sulfatquelle für die primäre Ettringitbildung dienen und so bei vollständiger Bindung im erhärteten Gefüge nicht mehr als Sulfatdepot zur Verfügung stehen.

Ein weiterer, häufig vorkommender Sulfatlieferant im Boden ist Pyrit (FeS_2), dessen Schwefelkomponente bei Kontakt mit feuchter Luft durch Oxidation gelöst werden kann (Kollmann, 1978). Es bildet sich Eisen-(II)-sulfat und Schwefelsäure (H_2SO_4). Ersteres wird durch weitere Oxidation zu Eisen-(III)-Sulfat umgewandelt und kann zur zusätzlichen Lösung von Pyrit beitragen. Über die Auswirkung des Sulfatangriffs u.a. durch Sulfatfreisetzung bei der Pyritoxidation wurden in der Vergangenheit umfangreiche Untersuchungen durchgeführt (Breitenbücher et al., 2006). Durch die Umwandlung von Pyrit wird ein Sulfatdepot geschaffen, das später für die Ettringitbildung zur Verfügung stehen kann (Thomas et al., 1989; Hobbs & Taylor, 2000).

Zusätzlich kann aus der aus Pyrit freigesetzten Schwefelsäure in Kombination mit Calciumcarbonat (z.B. aus den Tonmineralen des Bodens oder aus dem Bindemittel) Calciumsulfat entstehen (Neville, 2004). Aus chemischer Sicht handelt es sich dabei jedoch um Säureangriff, der nicht Bestandteil der hier näher betrachteten schädigenden Ettringitbildung ist.

Der nachträgliche Eintrag von leicht löslichen Sulfaten in das verfestigte Boden-Bindemittel-Gemisch (externer Sulfatangriff) kann zu verschiedenen Reaktionen mit dem verfestigten Bindemittel führen. Wie bereits beschrieben reagiert Calciumsulfat direkt mit nicht-hydratisiertem C_3A aus dem Bindemittel (siehe Gleichung Gl. 4.1) zu Ettringit. Natriumsulfat dagegen lagert sich zunächst an Calciumhydroxid an (siehe Gleichung Gl. 4.2), während Magnesiumsulfat zunächst C_3S angreift (Gl. 4.4). Beides führt zur Bildung von Calciumsulfat, das dann seinerseits ebenfalls mit C_3A zu Ettringit reagiert.



Insgesamt ist beim nachträglichen Eintrag von Sulfaten in das bereits hydratisierte Boden-Bindemittel-Gemisch zu berücksichtigen, dass die verschiedenen Sulfate unterschiedliche Schadenswirkungen haben (Santhanam et al., 2001). Nach Santhanam et al. (2003) erfolgt durch Natriumsulfat ein zwei-phasiger Schädigungsprozess. Kommt Zementstein, Boden-Bindemittel-Gemisch oder Beton in Kontakt mit gelöstem Natriumsulfat, so bilden sich oberflächennah, also auf, an und direkt unter der Oberfläche Ettringit- und Gipskristalle. Die Kristallisation ist mit einer Volumenzunahme verbunden, wodurch ein Quelldruck im Bereich der Oberfläche entsteht. Es kommt zu Beulen- und Rissbildungen in der oberflächennahen Gefügematrix. In die Risse dringt weiteres Na_2SO_4 ein, durch Reaktion mit den CSH-Phasen bildet sich zusätzliches Ettringit und Gips. Mikroskopisch betrachtet entstehen so von außen nach innen vier Schichten (Bild 4.4):

- die äußerste, bereits zerstörte Hülle,
- darunter eine Schicht, in der die Sulfatlösung „zwischengelagert“ wird,
- eine Schicht, in der aufgrund der Reaktion und Kristallisation durch den Quelldruck neue Risse entstehen und
- im Inneren ein noch nicht geschädigter Kern.

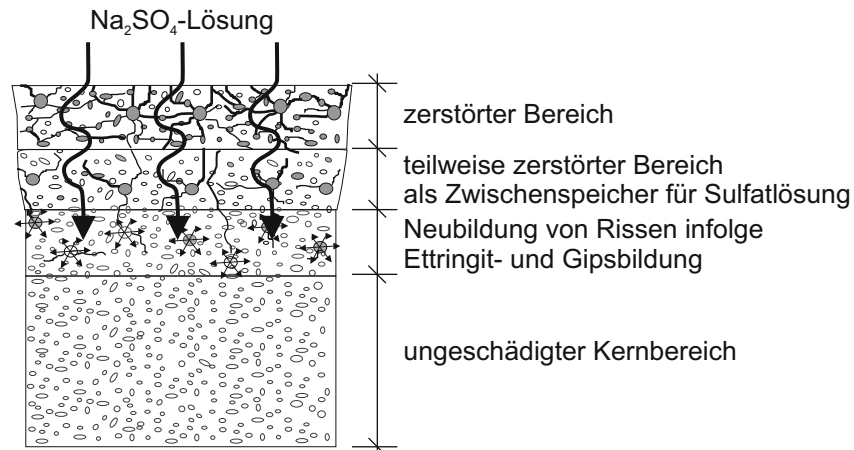


Bild 4.4 Vier-Schichten-Aufbau eines durch Natriumsulfatlösung geschädigten Boden-Bindemittel-Gemisches (nach Santhanam et al., 2003)

Durch den Kristallisationsdruck setzt sich das Risswachstum so schrittweise nach innen fort. Wird die Matrix durch Magnesiumsulfat angegriffen, so bildet sich zunächst an der Oberfläche eine Schicht aus Magnesiumhydroxid (Brucit, $\text{Mg}(\text{OH})_2$), die durch die Reaktion des Calciumhydroxids aus dem Bindemittel mit der Sulfatlösung entsteht. Zwischen Brucit und Bindemittelmatrix entsteht meist zusätzlich eine Gipsschicht. Beide Schichten ermöglichen ein Eindringen der Sulfatlösung in die verfestigte Bindemittelmatrix durch Diffusion. Die anschließende Zerstörung der Matrix erfolgt kontinuierlich durch Ettringit- und Gipsbildung, was zu Rissen im Gefüge führt. In einigen Fällen werden die Brucit- und Gipsschichten durch die entstehenden Quelldrücke aufgebrochen, wodurch direkter Kontakt von den CSH-Phasen des intakten Gefüges mit der Magnesiumsulfatlösung möglich wird. Es kommt zur Bildung von Gips und MSH-Phasen, die ihrerseits den Festigkeitsverlust im Gefüge beschleunigen und zu seiner vollständigen Zerstörung führen.

Beide Schädigungsmechanismen zeigen unterschiedliches Zeit-Expansionsverhalten. Während durch Natriumsulfat zunächst eine Phase mit sehr geringen Volumenzunahmen zu beobachten ist, kommt es, nachdem sich erste Risse gebildet haben in der zweiten Phase zu starken Expansionen. Bei Kontakt mit Magnesiumsulfatlösung ist dagegen eine nahezu konstante Volumenzunahme über die Zeit zu beobachten (Santhanam et al., 2002b).

Die Untersuchungen von Hartskorn et al. (1999) an gipshaltigen Bindemittelproben mit Portlandzement bestätigen die unterschiedliche Wirkung der verschiedenen Sulfate. Die qualitative Rangfolge der Wirkung von Sulfatlösungen auf Zementstein ist in Tabelle 4.5 dargestellt.

Sulfattyp und -menge in der Lösung	Wirkung auf Zementstein
0,4 % Na ₂ SO ₄	nicht zerstörerisch
1,8 % Na ₂ SO ₄	wenig zerstörerisch
0,4 % MgSO ₄ sowie 0,4 % MgSO ₄ + 0,4 % Na ₂ SO ₄	zerstörerisch
1,8 % MgSO ₄ + 1,8 % Na ₂ SO ₄ sowie 1,8 % MgSO ₄	stark zerstörerisch

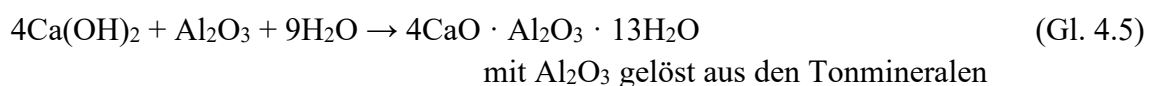
Tabelle 4.5 Wirkung von Sulfatlösungen auf Bindemittelproben
(nach Hartskorn et al., 1999)

Die Untersuchungen zeigen, dass Magnesiumsulfat wesentlich reaktiver ist als Natriumsulfat. Zudem nimmt der Zerstörungsgrad in der Bindemittelmatrix mit zunehmendem Gipsgehalt zu.

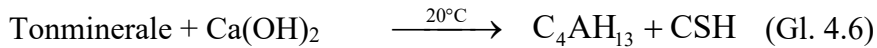
4.4.2 Ettringitbildung durch Aluminate aus den Tonmineralen des Bodens

Bei der Herstellung von Boden-Bindemittel-Gemischen kommt es neben den chemischen und physikalischen Reaktionen infolge Hydratation des Bindemittels u.a. zu chemischen und physikalischen Reaktionen zwischen den Tonmineralen und dem Bindemittel. Aufgrund der großen Oberfläche der Tonminerale können bei hohem pH-Wert im Boden-Suspensions-Gemisch oder auch in der Porenlösung Aluminiumionen aus den Tonmineralen gelöst werden und in Kombination mit den Bestandteilen aus dem Bindemittel zu Ettringit kristallisieren.

Grundsätzlich können die Tonminerale mit dem aus dem hydraulischen Bindemittel gelöstem Ca(OH)₂ und Wasser mit den Al²⁺-Ionen als wesentlichem Bestandteil der Schichtsilicate unter stöchiometrischen Verhältnissen zu Calcium-Aluminat-Hydrat (CAH-Phasen) reagieren (Gl. 4.5).



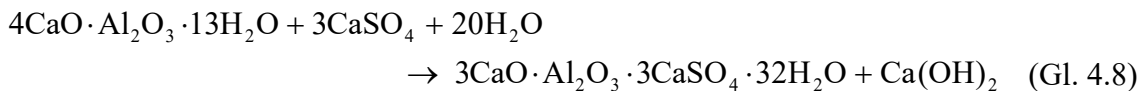
Die Reaktion wurde erstmals von Wetzel (1967) in Abhängigkeit der folgenden, temperaturabhängigen Bildungsmechanismen für die Tonminerale Kaolinit, Montmorillonit und Illit nachgewiesen:



Kollmann et al. (1976) zeigten, dass der Aluminatkomplex auch aus Bentonit und Muskowit in Verbindung mit Calciumhydroxid gebildet werden kann.

Leifeld et al. (1970) gelang es aufbauend auf den Ergebnissen von Wetzel (1967), Ettringit aus einer wässrigen Lösung mit 15 % Calciumhydroxid Ca(OH)_2 , 10 % Halbhydrat und 50 % Tonmineralen (hier: Sericit, Montmorillonit sowie Kaolinit) bei einer Versuchstemperatur von ca. 22 °C zu synthetisieren. Grundsätzlich kommen als Al^{3+} -Lieferant alle Tonminerale mit Al(OH)_3 -Schichten in Frage, wie z.B. die Phyllosilicate Kaolinit, Halloysit, Muskowit oder Montmorillonit (Kollmann, 1978). Nach Dermatas (1995) beeinflusst sowohl die Menge der Tonminerale im Boden-Bindemittel-Gemisch als auch die Art der Tonminerale die Aluminium-Konzentration in der Porenlösung, wobei über die genauen Zusammenhänge nur wenig bekannt ist.

In den Versuchen von Wang (2002) wurden die Ergebnisse von Leifeld et al. (1970) bestätigt. Das Ettringit bildet sich aus den CAH-Phasen in Verbindung mit Sulfat (Gl. 4.8). Da hydraulische Bindemittel immer SO_4^{2-} -Komponenten enthalten, ist das Vorhandensein von Sulfationen in Boden-Bindemittel-Gemischen zumindest in geringen Mengen immer gewährleistet.



Der Nachweis, dass es in verfestigten Boden-Bindemittel-Gemischen in Anwesenheit von Tonmineralen tatsächlich zur schädigenden Ettringitbildung kommen kann, wurde erstmals von Sherwood (1962) in seinen Versuchen an Boden-Kalk-Gemischen erbracht. In einer ersten Versuchsreihe wurden tonmineralhaltige und tonmineralfreie Bodenproben mit Kalk und verschiedenen Sulfaten vermischt. Die Proben mit Tonmineralen zeigten bei Lagerung an der Luft eine deutliche Festigkeitszunahme über die Lagerungszeit, die um bis zu 170 % größer war als bei den Proben ohne Tonminerale. Bei Lagerung im Wasser wurden bei den tonmineralhaltigen Boden-Kalk-Gemischen Risse und eine nicht näher spezifizierte Volumenzunahme beobachtet. Sowohl die Rissanzahl als auch die Volumenzunahme war unabhängig vom Sulfattyp, jedoch abhängig von der Sulfatmenge. In einer zweiten Versuchsreihe wurden Proben mit Ton (London Clay) in Sulfatlösung gelagert. Bereits bei Lagerung in 5.000 mg/l Magnesiumsulfatlösung wurden die Proben mit der Zeit infolge Ettringitbildung völlig zersetzt, während Vergleichsproben mit Quarzsand auch bei Lagerung in 30.000 mg/l Magnesiumsulfatlösung keine Änderungen in der Gefügestruktur und auch keine Festigkeitsverluste zeigten.

Das für die Ettringitbildung notwendige Aluminium stammt somit zweifelsfrei aus den Tonmineralen, da darüber hinaus keine aluminathaltigen Bestandteile in den Mischungen vorhanden waren.

Der Calciumhydroxidgehalt in der Porenlösung beträgt nach Rollings et al. (1999) für reinen Zementstein rund 13,2 %, was näherungsweise als oberer Grenzwert für die Porenlösung in Boden-Bindemittel-Gemischen angenommen werden kann. Die Freisetzung von Al^{3+} -Ionen aus den Schichtsilikaten beginnt, wenn der pH-Wert infolge der Hydratation des Bindemittels in den alkalischen Bereich übergeht. Die Schichtladung der Tonminerale selbst ändert sich dabei nicht, es werden lediglich Protonen an den Rändern der Silicatschichten durch Ad- und Desorptionsvorgänge ausgetauscht (Lagaly et al., 1997). Die Tonmineralart bestimmt den so genannten kritischen pH-Wert, bei dem die Umladung der Ränder beginnt, wobei der kritische pH-Wert in Abhängigkeit der übrigen Milieubedingungen (Temperatur, Ionenkonzentration etc.) schwankt. Petry & Little (1992) sowie Hunter (1988) geben für den Beginn des Lösungsprozesses einen kritischen pH-Wert von 10,5 in der Porenlösung an. Rollings et al. (1999) sowie Wang (2002) berichten, dass die Löslichkeit der Al^{3+} - und Si^{4+} -Ionen aus den Schichtsilikaten ab einem pH-Wert von 9,0 mit zunehmendem Wert exponentiell ansteigt. Der Lösungsprozess ist beendet, wenn durch die Bildung von Ettringit der pH-Wert in der Porenlösung unter den kritischen Wert fällt. Aluminatarmer Tonminerale, wie z.B. Montmorillonit oder Halloysit sind bei hohen pH-Werten beständiger und können insgesamt weniger Al^{3+} -Ionen abgeben als aluminatreiche Tonminerale (Kaolinit u.a.). Das In-Lösung-Gehen der Aluminate aus Montmorillonit dauert etwa fünf Mal länger als aus Kaolinit (Rollings et al., 1999; Sherwood, 1962).

Mehta & Wang (1982) zeigten, dass im Fall von 1:1-Tonmineralen (z.B. Kaolinit) vorwiegend Monosulfat gebildet wird, während es bei 2:1-Tonmineralen vorwiegend zur Ettringitbildung kommt. Sie erklären dies damit, dass sich in Lösungen mit hoher Aluminiumkonzentration eher Monosulfat und bei niedrigen Konzentrationen eher Ettringit bildet (Petry & Little, 1992).

In den Versuchen, die von Hunter (1988) und Mitchell & Dermatas (1992) dokumentiert sind, wurde in tonmineralhaltigen Kalk-Boden-Gemischen immer Ettringit neben den CSH-Phasen nachgewiesen. Bei den Proben mit Kaolinit bildet sich, wie oben beschrieben, zunächst Monosulfat, welches nach 1 bis 6 Monaten Wasserlagerung ebenfalls zu Ettringit umgewandelt wird. Dies erklärt die Beobachtungen des steigenden Ettringitgehalts in den kaolinithaltigen Proben mit zunehmender Versuchsdauer. Bei den Proben mit Montmorillonit konnten nach 6 Monaten keine Veränderungen im Ettringitgehalt mehr festgestellt werden. Zudem ist die Menge an CSH-Phasen aufgrund des hohen Silicatanteils im Smectit etwas größer als bei den Proben mit Kaolinit.

Die Zersetzung der Tonmineralplättchen wurde von Kollmann (1978) beobachtet. Die Lösung der Ionen aus den Schichtsilikaten führte auch an Illitplättchen von ca. 2 mm Durchmesser in einer wässrigen Lösung mit Halbhydrat und Calciumhydroxid innerhalb von 6 Monaten zu einer regelrechten Zersetzung der Plättchen. Die Partikelgröße der Tonminerale scheint dabei eine nicht näher beschriebene Rolle zu spielen. Chew et al. (2004) beobachteten bei Versuchen mit illit- und kaolinithaltigem Ton (Singapur Clay) und hydraulischen Bindemitteln, dass die Kaolinitpartikel sich im alkalischen Milieu des Gemisches regelrecht auflösen, während Illit über die gesamte Versuchsdauer von 28 Tagen beständig bleibt. Die Erklärung hierfür sehen die Autoren darin, dass infolge Hydratation des Bindemittels Al^{3+} - und Si^{4+} -Ionen aus dem Kaolinit gelöst werden, während sich die in der Porenlösung vorhandenen Ca^{2+} -Ionen zunächst an die Illitplättchen anlagern. Durch puzzolanische Reaktion werden dann zunächst CSH- und CAH-Phasen gebildet, bevor es zur Ettringitbildung kommen kann.

Als notwendigen Tonmineralgehalt im Boden-Bindemittel-Gemisch gibt Dermatas (1995) einen Wert von weniger als 10 % an, um eine ausreichende Aluminatkonzentration in der Porenlösung zu erhalten. Vermutlich liegt der kritische Tonmineralgehalt sogar noch niedriger, wie Beobachtungen von Sherwood (1962) in Bild 4.5 sowie Untersuchungen von Rollings & Rollings (2003) zeigen.

Nach den Untersuchungen von Huntington et al. (1995) gibt es keinen signifikanten Unterschied in den durch schädigende Ettringitbildung hervorgerufenen Quellmaßen in Abhängigkeit vom Tonmineraltyp, da in jedem Fall ausreichend freie Aluminiumionen in der Porenlösung zur Verfügung stehen. Nach Huntington et al. (1995) kann die Plastizitätszahl I_p des tonmineralhaltigen Bodens hilfsweise als Indikator für die Reaktivität der Tonminerale bezüglich Ettringitbildung herangezogen werden; je größer I_p , desto größer die Partikeloberfläche der Tonminerale und desto schneller erfolgt das Herauslösen der Al^{3+} -Ionen aus der Schichtstruktur. Diese Annahme basiert auf den Überlegungen von Mitchell & Dermatas (1992), wonach Tonminerale in sulfathaltigem Milieu umso schneller CSH-Phasen bilden, je größer die Oberfläche der Partikel ist. Montmorillonit besitzt im Vergleich zu Kaolinit die größere Oberfläche, wodurch es zu schnellerer Hydratation und Verfestigung im Gemisch kommt.

Auch das Verhältnis Aluminat- zu Sulfat-Konzentration in der Porenlösung beeinflusst die Ettringitbildung. Ist das Verhältnis Al_2O_3 zu SO_4 größer als 1,0, so bildet sich bei hohem pH-Wert statt des stabileren Ettringits zunächst Monosulfat, welches erst später in Ettringit umgewandelt wird. Das stabilere Ettringit wird gebildet, wenn das molare Verhältnis Al_2O_3 zu SO_4 kleiner 1,0 beträgt (Dermatas, 1995).

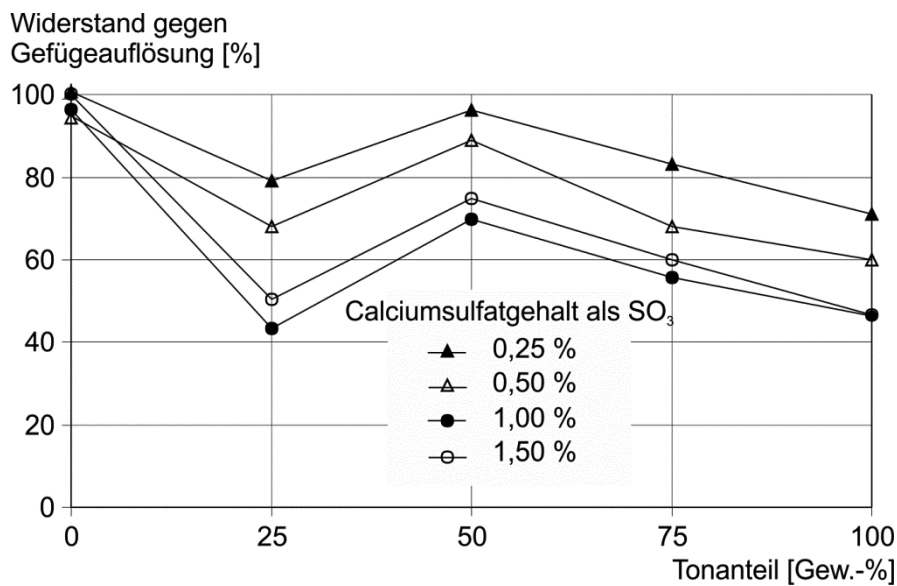


Bild 4.5 Einfluss des Tonmineralgehaltes auf die Widerstandsfähigkeit von Boden-Bindemittel-Gemischen bei Lagerung in Calciumsulfatlösung gegenüber einer Lagerung in sulfatfreiem Wasser bei einer Lagerungsdauer von drei Monaten (nach Sherwood, 1962)

Ein weiterer Aspekt, der die Löslichkeit der Aluminiumionen aus den Schichtsilikaten beeinflusst, ist der Verwitterungsgrad der Tone. He et al. (1995) wiesen nach, dass die Bereitschaft der Tonminerale zur Freisetzung von Al^{3+} - und Si^{4+} -Ionen durch vorherige Trocknung deutlich erhöht wird. Keller et al. (2002) führten pH-Wert-Messungen an Schlammproben mit Mergel im unverwitterten bzw. im verwitterten Zustand durch. Die Proben wurden jeweils mit 5 Gew.-% Bindemittel (Weißfeinkalk bzw. Portlandzement) und 20 Gew.-% Gips vermengt. Die verschiedenen Mergelproben waren entweder überwiegend corrensithaltig, illithaltig oder dolomithaltig. Unabhängig von der Probenzusammensetzung steigt der pH-Wert der Probe unmittelbar nach der Herstellung der Mischung auf Werte zwischen 12,0 und 13,0 und liegt auch nach 700 Tagen noch deutlich über 10,75. Ettringit und/oder Thaumazit wurde in allen Fällen gebildet und konnte röntgenographisch nachgewiesen werden. Während die Mischungen mit Portlandzement über die Versuchsdauer einen pH-Wert-Abfall um 5 % bis 15 % aufweisen, der unabhängig vom Bodentyp und dessen Verwitterungsgrad sowie von der Temperatur der Schlämme ist, sind bei den Proben mit Weißfeinkalk größere Schwankungen und deutliche Abhängigkeiten zu beobachten. Der Verwitterungszustand beeinflusst die Ettringitbildung maßgeblich bezüglich Reaktionsablauf und gebildeter Kristallmenge, je stärker die Verwitterung, desto mehr Ettringit wird gebildet. Zudem nimmt die Menge an Ettringitkristallen mit steigender Temperatur ab. Eine Abhängigkeit vom Tonmineraltyp ist ebenfalls nachweisbar.

4.4.3 Ettringitbildung infolge Temperatureinfluss

4.4.3.1 Verzögerte Ettringitbildung

Aus Untersuchungen von Fu et al. (1995) an wärmebehandeltem Beton ist bekannt, dass durch Erwärmung von jungem Beton der Hydratationsprozess beschleunigt wird und es zum verstärkten Wachstum der CSH-Phasen kommt. Steigt die Temperatur über 65 °C, so wird während des ersten Tages der Hydratation Sulfat von den CSH-Phasen bis zur Sättigung adsorbiert und steht somit nicht mehr zur primären Ettringitbildung zur Verfügung. Die sulfatgesättigten CSH-Phasen werden als „Phase X“ bezeichnet (Gl. 4.9). Die Menge des adsorbierbaren Sulfats nimmt mit steigender Temperatur zu.



Die Ergebnisse werden unter anderem von Yang et al. (2002) bestätigt. Weitere Untersuchungen geben zudem Hinweise darauf, dass die Adsorption des Sulfates an die CSH-Phasen bei einigen Bindemitteln infolge ihrer mineralogischen Zusammensetzung auch bei normalen Umgebungstemperaturen von 20 °C stattfinden kann (Batic et al., 2000).

Die Ettringitbildung selbst ist im Temperaturbereich zwischen 65 °C und 85 °C vergleichsweise temperaturunabhängig, sie wird lediglich dadurch reduziert, dass nur geringere Mengen Sulfat für die Reaktion zur Verfügung stehen. Die Phase X wirkt dauerhaft als Sulfatdepot, bei normalen Temperaturen und bei ausreichendem Wasserangebot (z.B. bei Kontakt mit Grundwasser) wird das Sulfat im Laufe der Zeit aus der Matrix gelöst und die Sulfationen befinden sich dann frei in der Porenlösung. Der Lösungsprozess kann je nach Diffusionsrate und Mikrostruktur des erhärteten Gefüges über einen längeren Zeitraum andauern. Das durch Diffusion in der Porenlösung vorhandene Sulfat kann z.B. mit den Aluminatphasen des Zementsteins zu Ettringit reagieren (siehe Gl. 4.8).

Für erhöhte Temperaturen während der Hydratation, die zur Bildung der Phase X führen können, kommen bei Boden-Bindemittel-Gemischen folgende Ursachen in Frage:

- Eigenwärmeentwicklung während der Hydratation in massigen Bauteilen,
- Eigenwärmeentwicklung durch hohen Zementgehalt,
- hohe Bindemittel- bzw. Suspensionstemperaturen (> 60°C) aufgrund von Sonneneinstrahlung,
- Wärmespeicherkapazität des Bodens.

Ho et al. (2001) führten Messungen in Düsenstrahlsäulen durch, die in marinem Ton hergestellt wurden. Die Düsenstrahlsäulen dienten als Sohlaussteifung für eine Baugru-

be und wurden überschritten in massiven Blöcken von 5 m bis 9 m Dicke angeordnet. Ausgehend von einer natürlichen Bodentemperatur von knapp über 30 °C wurden infolge Hydratation Temperaturen von rund 55 °C im Zentrum der Blöcke gemessen. Wolbring et al. (2000) berichten ebenfalls über Temperaturen von rund 60 °C an einem Düsenstrahl-Dichtblock im Berliner Sand. Die von Brandstätter et al. (2002) durchgeführten Temperaturmessungen ergaben einen Temperaturanstieg um rund 20 °C im Mittelpunkt einer 3 m hohen Düsenstrahlsäule (Durchmesser ca. 1,60 m) im Kies infolge Hydratation der Portlandzementsuspension. Zusätzlich führten sie eine Parameterstudie zum Einfluss der Elementabmessungen (hier: Säulenradius der Einzelsäule) und des Zementgehaltes auf die Temperaturentwicklung in der Säule durch. Die Ergebnisse zeigen, dass im Zentrum der Säule zu Beginn der Hydratation nahezu adiabatische Verhältnisse herrschen, die Kubatur des Elementes beeinflusst lediglich die Abkühlungsphase. Der Anstieg der Temperatur sowie die Maximaltemperatur werden dabei maßgeblich vom Bindemittelgehalt sowie der Art des Bindemittels bestimmt.

4.4.3.2 Zersetzung und Rekristallisation von primärem Ettringit infolge fallender Temperaturen

Die thermodynamische Stabilität von Ettringit verringert sich mit steigender Temperatur zugunsten von Monosulfat, d.h. mit zunehmender Temperatur nimmt die Wahrscheinlichkeit der Ettringitbildung ab und die Wahrscheinlichkeit der Monosulfatbildung zu. Beeinflusst wird die thermische Stabilitätsgrenze hauptsächlich vom Alkaligehalt der Porenlösung, also der OH-Ionenkonzentration bzw. dem Na₂O-Äquivalent in der Lösung (vgl. auch Kapitel 4.3). Das Na₂O-Äquivalent (in Masse-%) bezeichnet den Gesamtalkaligehalt im Bindemittel, der sich im Wesentlichen aus Na₂O und K₂O zusammensetzt. Nach Stark & Wicht (2001) liegt die theoretische Umwandlungstemperatur von Ettringit in Monosulfat bei ca. 90 °C, sie kann jedoch bei entsprechendem Gesamtalkaligehalt bis auf 50 °C bis 60 °C gesenkt werden.

Untersuchungen an wärmebehandelten Betonen haben gezeigt, dass infolge erhöhter Temperaturen während der Hydratation in der Porenlösung eine hohe Sulfatkonzentration vorliegt, die von Wieker & Herr (1989) auf die Ettringitzersetzung bei steigenden Temperaturen zurückgeführt wird. Dieser Effekt ist erwartungsgemäß umso stärker, je höher der Alkaligehalt der Porenlösung und je größer das molare SO₃/Al₂O₃-Verhältnis im Bindemittel ist (Bild 4.6).

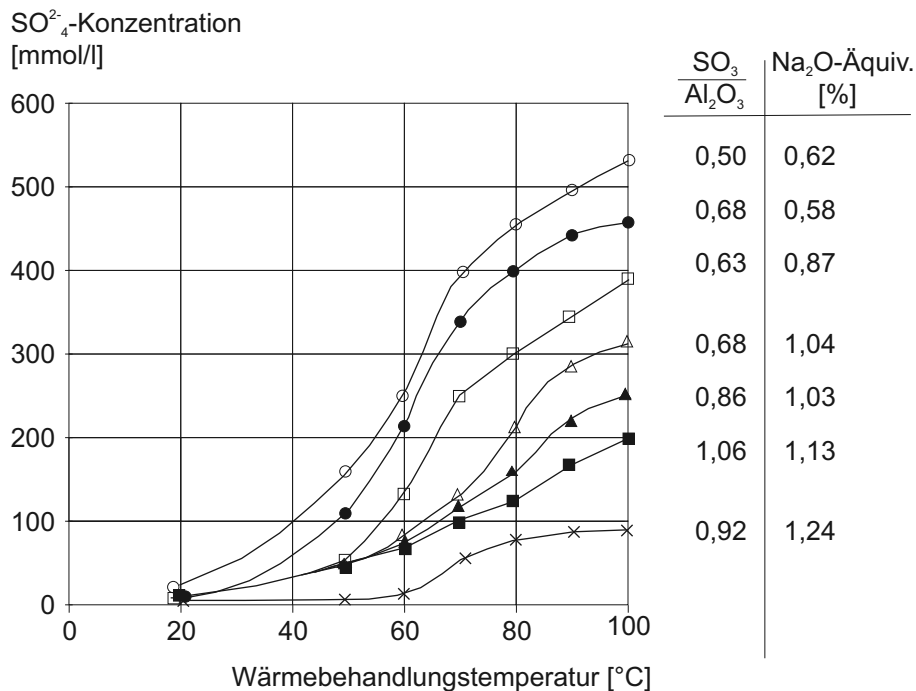
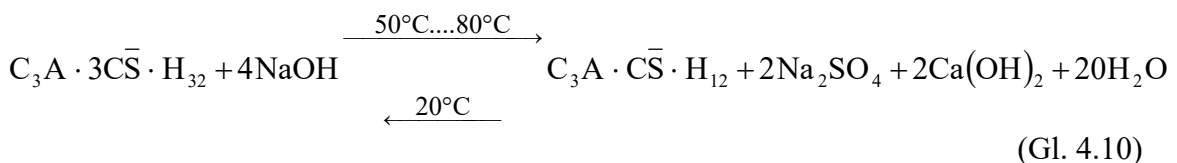


Bild 4.6 Einfluss von Wärmebehandlungstemperatur und chemischer Zusammensetzung von Portlandzement auf die Sulfationenkonzentration in der Porenlösung unmittelbar nach Beendigung der Wärmebehandlung (nach Wieker & Herr, 1989)

Sinkt anschließend die Temperatur im verfestigten Boden-Bindemittel-Gemisch, so kann sich aus Monosulfat bei ausreichendem Wasserangebot mit den SO_4^{2-} -Ionen aus der Porenlösung wieder Ettringit bilden, das in diesem Temperaturbereich thermodynamisch stabil ist (Gl. 4.10).



Diese Art der Rekristallisation von Ettringit ist auch bei sogenanntem Sprengzement beobachtet worden. Yan et al. (2002) berichten über ein in China verwendetes Verfahren, bei dem Portlandzement zwischen 8 % und 12 % Sulfoaluminat als Quellstoff zugegeben wird. So werden durch massive Ettringitbildung im Zementstein Quelldrücke von bis zu 0,7 MN/m² erzielt. Voraussetzung für die Ettringitbildung ist der Temperaturanstieg auf bis zu 90 °C im Zuge der Hydratation rund 2 bis 3 Tage nach der Herstellung im Kern des Bauteils. Durch die hohen Temperaturen wird nur sehr instabiles primäres Ettringit gebildet, das sich wieder zersetzt und später neu bildet. Dieser Vorgang wurde anhand von Quellversuchen und durch mineralogischen

Nachweis von Ettringit belegt. Dazu wurden die Proben zunächst unter kontrollierten Temperaturbedingungen (Anstieg auf max. 80 °C) 7 Tage ausgehärtet und anschließend unter Wasserdampf bei mehr als 90 % rel. Feuchte gelagert. Während der Hydratation traten zwischen dem dritten und vierten Tag Quellhebungen von bis zu 0,0058 % der ursprünglichen Probenhöhe auf. Im Anschluss daran folgt eine Ruhephase mit konstantem bzw. leicht abnehmendem Probenvolumen. Nach rund 90 Tagen wurde der Beginn einer erneuten Volumenzunahme der Proben registriert. Nach einem Jahr betrug das Quellmaß maximal 0,04 % bezogen auf die Ausgangshöhe der Probe.

4.4.3.3 Kristallisation von Ettringit durch Frosteinwirkung

Boden-Bindemittel-Gemische im oberflächennahen Bereich oder bei Freilegung (z.B. bei Verwendung als Stützkonstruktion) können Temperaturen unter dem Gefrierpunkt ausgesetzt sein. Untersuchungen von Stark & Ludwig (1994) zeigen, dass Ettringit selbst unter Frosteinwirkung sehr stabil ist, während sich Monosulfat teilweise in Ettringit umwandelt. Da bei den Versuchen vor der Befrostung kein Sulfat für die Umwandlung von Monosulfat in das thermodynamisch günstigere Ettringit zur Verfügung stand, wird vermutet, dass durch den partiellen Zerfall des Monosulfats bei Frost infolge Carbonatisierung Sulfat freigesetzt wird. In den entsprechenden Proben wurde neben Ettringit auch Gips, Calcit und Aluminiumhydroxid nachgewiesen. Gips kann seinerseits mit dem restlichen nicht carbonatisierten Monosulfat zu zusätzlichem Ettringit reagieren. Dies legt den Schluss nahe, dass unter Frosteinwirkung Monosulfat eine innere Sulfatquelle für die Ettringitbildung im Boden-Bindemittel-Gemisch darstellen kann. Gefügeschäden aufgrund des beschriebenen Mechanismus konnten von den Autoren allerdings an Betonproben bisher nicht festgestellt werden.

4.4.4 Weitere Bildungsmöglichkeiten von Ettringit

4.4.4.1 Zersetzung und Rekristallisation von Ettringit durch Änderungen in der chemischen Zusammensetzung der Porenlösung

Infolge der Hydratation des Bindemittels steigt der pH-Wert in der Porenlösung auf Werte über 13,6 an. Bei diesen hohen pH-Werten ist eine Zersetzung der Ettringitkristalle (primäres Ettringit) möglich. Im Laufe der Nutzungsdauer des Bauteils kann es jedoch durch Lösungs- und Transportprozesse im Gefüge zu Veränderungen in der Zusammensetzung der Porenlösung kommen. Verantwortlich für diese Prozesse sind sowohl Feuchtwechsel (insbesondere im oberflächennahen Bereich) als auch ständige Wasserzufuhr, die bei hoher Wasserdurchlässigkeit des Gefüges (hohe Porosität) und/oder Gefügeschäden den Auswaschungsprozess der Alkalien aus der Bindemittelmatrix beschleunigen. Als Folge der Alkaliauswaschung sinkt der pH-Wert in der Porenlösung. Sulfate als Reaktionsprodukt der Ettringitzersetzung verbleiben im

Gegensatz zu den Alkalien trotz Auswaschung im Gefüge und stehen für eine Rekristallisation zur Verfügung. Sinken Alkaligehalt und pH-Wert, dann ist eine temperaturunabhängige Rekristallisation von Ettringit bevorzugt in Poren und Rissen, an den Phasengrenzflächen sowie allgemein an Schwachstellen im Gefüge möglich (Stark & Bollmann, 2000).

4.4.4.2 Ettringitkristallisation aus Magnesium und Calcium im Boden

Nach Keller et al. (2002) sowie nach Kollmann (1978) können Dolomit ($\text{CaMg}(\text{CO}_3)_2$) und Calcit (CaCO_3) im Zuge der Hydratation aus den Bodenpartikeln gelöst werden. Lösen sich dann die Magnesiumionen (Mg^{2+}) aus dem Dolomit, ist mit dem in der Porenlösung vorhandenen Sulfat eine Kristallisation zu Magnesiumsulfat möglich.

Das gelöste Calcium aus den Bodenpartikeln kann zusätzlich zum Calciumhydroxid aus dem Bindemittel als Calciumionendepot dienen.

4.4.5 Zusammenfassung

Sulfate (meist in Form von Gips) sind in nahezu jedem hydraulischen Bindemittel als Abbinderegler enthalten und reagieren im frühen Stadium der Hydratation mit dem Aluminat aus den Klinkermineralen. Das als primäres Ettringit bezeichnete Reaktionsprodukt weist gegenüber den Ausgangsstoffen ein größeres Volumen auf, was jedoch für das Gefüge unschädlich ist, da die Matrix in diesem Stadium noch verformbar und genügend Porenraum vorhanden ist. Das restliche Aluminat aus dem Bindemittel reagiert bei der Hydratation zu Monosulfat bzw. es bilden sich CAH-Phasen.

Für die Ettringitbildung im verfestigten Boden-Bindemittel-Gemisch können sehr unterschiedliche Reaktionen verantwortlich sein. Als Reaktionspartner stehen aufgrund der großen Bandbreite von möglichen Bestandteilen im Gemisch sehr verschiedene Quellen zur Verfügung. Wang (2002) schlägt deshalb ungeachtet der zahlreichen Bildungsmöglichkeiten eine Einteilung in zwei Kategorien (Typ I und II) vor. Typ I ist ähnlich dem Sulfatangriff auf Beton definiert: das Bindemittel dient als Calcium- und Aluminium-Lieferant, während das für die Reaktion notwendige Sulfat durch den Boden oder das Grundwasser bereitgestellt wird. Diese Form der Ettringitbildung im verfestigten Boden-Bindemittel-Gemisch kann durch Verwendung von aluminatfreiem Bindemittel verhindert werden. Der von Wang (2002) auch als tonmineral-basierter Sulfatangriff bezeichnete Typ II geht davon aus, dass aus dem Bindemittel lediglich die Calciumionen gelöst werden, während die Tonminerale als Aluminatdepot dienen. Ettringit bildet sich dann durch Reaktion mit Sulfat aus dem Boden bzw. dem Grundwasser.

Wie gezeigt werden durch diese Einteilung jedoch nur zwei Teilbereiche der komplexen Vorgänge der Ettringitbildung in Boden-Bindemittel-Gemischen erfasst. Aus diesem Grund wird hier eine Einteilung in zwei Kategorien definiert, die die Bildungsmechanismen von Ettringit im verfestigten Gefüge nach Neubildung und Umwandlung unterscheidet. Hierzu ist anzumerken, dass einige Reaktionen u.U. auch gemeinsam, voneinander abhängig oder miteinander verknüpft auftreten können.

Die Kategorie der *Neubildung von Ettringit* umfasst all diejenigen Reaktionen, die aufgrund von Transportprozessen und der damit verbundenen Bereitstellung der für die Reaktion notwendigen Komponenten im verfestigten Gefüge stattfinden.

In der zweiten Kategorie sind alle Mechanismen der *Umwandlung von Ettringit* zusammengefasst, die durch die Mobilisierung von bereits vorhandenem Ettringit bzw. seiner Phasenbestandteile entstehen und zu lokalen Anreicherungen und in der Folge zur (Re-)kristallisation führen. Bild 4.7 zeigt die schematische Einteilung der Kategorien.

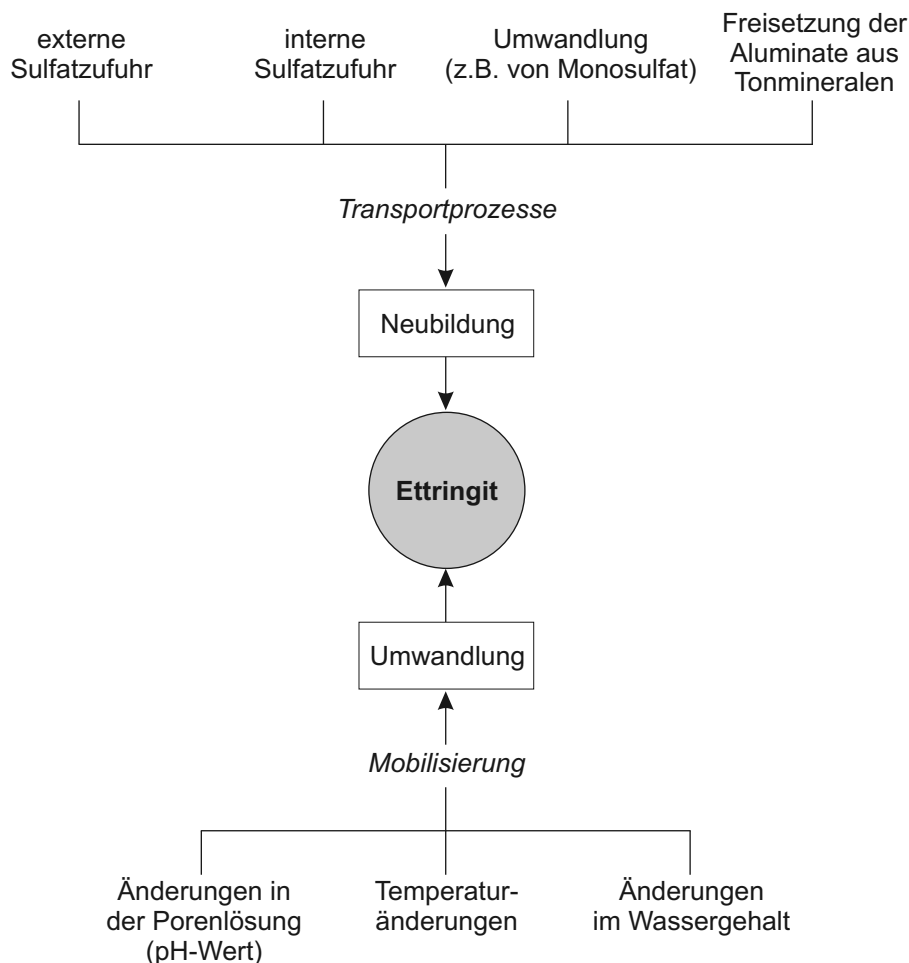


Bild 4.7 Kategorisierung der Ursachen für die schädigende Ettringitbildung im verfestigten Gefüge von Boden-Bindemittel-Gemischen

Für die Bereitstellung der notwendigen Reaktionspartner zur Ettringitbildung im verfestigten Gefüge sind entweder die Komponenten des Boden-Bindemittel-Gemisches selbst oder Stoffe aus der direkten Umgebung des Boden-Bindemittel-Gemisches verantwortlich. Neben dem für die Kristallisation erforderlichen Angebot an Reaktionspartnern sind immer auch ein ausreichendes Angebot an Feuchtigkeit sowie ein hoher Alkaligehalt (pH-Wert) in der Porenlösung erforderlich. Die Reaktionspartner liegen im Idealfall in sogenannten Depots vor (i.e. Aluminium-, Calcium- und Sulfatdepot), so dass ausreichend Ionen über einen längeren Zeitraum für die Ettringitbildung zur Verfügung stehen (Dermatas, 1995; Hime et al., 2000; Ksaibati & Huntington, 1999).

4.5 Theorien zu den Schädigungsmechanismen

4.5.1 Allgemeines

Die Bildung von Ettringit ist mit einer erheblichen Volumenzunahme gegenüber den Ausgangsstoffen verbunden. Findet die Ettringitbildung im verfestigten Gefüge statt, so führt sie zunächst lediglich zur Verdichtung. Sind die Hohlräume durch Kristallbildung gefüllt, entstehen Spannungen im Gefüge, die, sobald sie die Zugfestigkeit des Gefüges überschreiten, zur Schädigung der Struktur in Form von Rissbildung führen. In Boden-Bindemittel-Gemischen sind hierzu vergleichsweise große Mengen Ettringit erforderlich, da durch den hohen Wasser-Bindemittel-Wert sowie durch die Zusammensetzung des Bodens als in-situ-Gesteinskörnung von einem vergleichsweise porösen Gefüge ausgegangen werden kann, so dass im Vergleich zu Zementstein oder Beton deutlich mehr Porenraum für die Kristallbildung zur Verfügung steht.

Für die eigentliche Ursache der Expansionswirkung (auch: Quellen oder Quellprozess) infolge Ettringitbildung in verfestigten Boden-Bindemittel-Gemischen existieren unterschiedliche Theorien. Sicher ist, dass zur Anregung des Quellprozesses mehrere Randbedingungen erfüllt sein müssen. Dies gilt sowohl in-situ als auch für die Nachbildung des Mechanismus' unter Laborbedingungen.

Alleine der Nachweis von Ettringitkristallen im Gefüge lässt noch keinen Rückschluss auf ein mögliches Quellpotenzial und damit auf den schädigenden Mechanismus der Ettringitbildung im Boden-Bindemittel-Gemisch zu. Nach Odler & Colán-Subauste (1999) sowie Dermatas (1995) kommen als Ursache für die Expansion (Volumenzunahme) zwei Prozesse in Frage, der topochemische Mechanismus und/oder die Adsorption. Beide Mechanismen können das Phänomen jedoch noch nicht vollständig beschreiben.

4.5.2 Topochemischer Mechanismus

Als topochemische Reaktionen werden chemische Reaktionen bezeichnet, bei der die Reaktionspartner direkt miteinander reagieren, ohne vorher in Lösung zu gehen. Durch anisotropes Kristallwachstum kommt es zur Volumenzunahme bzw. zur Ausbildung eines Kristallisationsdruckes, wenn die Volumenzunahme behindert wird. Die Bildung von primärem Ettringit in hydraulischen Bindemitteln während der ersten Hydratationsphase erfolgt topochemisch durch Anlagerung der in der Porenlösung vorliegenden Ionen an aluminiumhaltige Feststoffpartikel, also an C_3A und Monosulfat (Dermatas, 1995; Stark & Wicht, 2000). Da im plastischen Gefüge während der frühen Hydratationsphasen noch keine Quelldrücke aufgebaut werden können, ist die Ettringitbildung bzw. exakter das Kristallwachstum zu diesem Zeitpunkt für das Gefüge unschädlich. Es kommt lediglich zu Verformungen innerhalb der Matrix. Voraussetzung für die topochemische Reaktion ist ein hoher pH-Wert in der Porenlösung sowie ein ausreichendes Angebot an Reaktionspartnern.

Im Zusammenhang mit Ettringitbildung im verfestigten Gefüge wird die topochemische Reaktion des Kristallwachstums auch als Kristalltheorie bzw. Kristallwachstumstheorie bezeichnet. Roy et al. (2003) nennen die Kristalltheorie als mögliche Ursache für die schädigende Ettringitbildung in erhärteten Boden-Bindemittel-Gemischen. Durch das Kristallwachstum kommt es zunächst zu einer Verdichtung des Gefüges, die als unschädlich eingestuft werden kann. Wenn darüber hinaus für die weitere topochemische Reaktionen noch genügend Reaktionspartner vorhanden sind, entwickelt sich ein Quelldruck.

Kollmann (1978) erklärt die von ihm beobachtete und als Treiberscheinung bezeichnete Quellung ebenfalls mit einer topochemischen Reaktion. Durch Feuchtigkeit im Boden-Bindemittel-Gemisch wird Calciumhydroxid und Gips aus dem Bindemittel gelöst und reagiert mit den Aluminatanteilen der in Klümpchen vorliegenden Tonminerale zu Ettringit. Durch fortschreitende Umwandlung der Tonmineral-Keime werden diese mit der Zeit regelrecht zersetzt, gleichzeitig kommt es zur fortschreitenden Volumenvergrößerung.

Das Vorhandensein von überschüssigem Wasser beschleunigt die Reaktion der Ettringitbildung, ist jedoch für den topochemischen Mechanismus selbst nicht zwingend erforderlich.

4.5.3 Adsorption

Der Vorgang der Volumenvergrößerung durch Adsorption von Wassermolekülen an bereits in Kolloidgröße im Gefüge vorhandene Ettringitkristalle wird auch als Quell-, Gel- oder Kolloidtheorie bezeichnet. Dieser Vorgang ähnelt prinzipiell dem Quellen von Tonmineralen, da die Oberfläche der Ettringitkristalle mit OH-Ionen belegt und damit negativ geladen ist. Durch Wasseradsorption auf der Oberfläche haben alle Wasserdipole eine gleichsinnige elektrostatische Orientierung und die Kristalle stoßen sich zwangsläufig voneinander ab, wodurch es zu einer Volumenvergrößerung des Gesamtsystems kommt. Dieser Mechanismus konnte von Struble & Brown (1986) experimentell nachgewiesen werden. Reines Ettringit wurde dazu einer Trocknungs- und anschließend einer Wasserlagerungsphase unterzogen. Infolge Austrocknung reduzierte sich die Kristallmasse auf 75 % der Ausgangsmasse, durch die anschließende Wiederbefeuchtung kam es zu einer Massenzunahme von mehr als 25 % gegenüber der Ausgangsmasse (Bild 4.8).

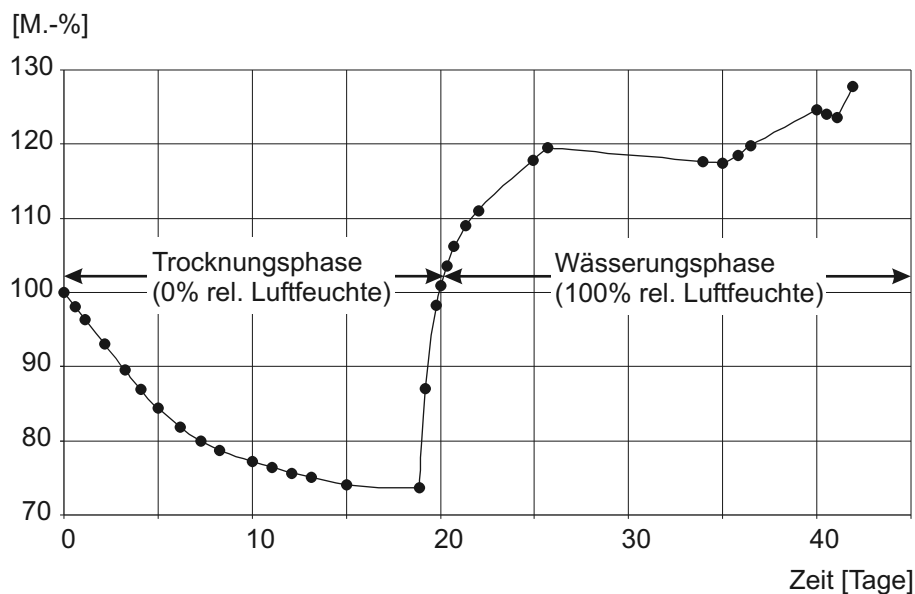


Bild 4.8 Massenänderung von reinem Ettringit infolge Trocknungs- und Wässerungsphase (nach Struble & Brown, 1986)

Ob die Wasseradsorption an Ettringitkristallen als Ursache für die Expansion in verfestigten Boden-Bindemittel-Gemischen tatsächlich verantwortlich ist, wird in der Literatur kontrovers diskutiert. Kristalle, die in einer Lösungsphase unter Druck stehen und sich nicht ausdehnen können, besitzen in der Regel eine erhöhte Löslichkeit. Die Kristalle wachsen also nicht in der behinderten Richtung weiter, sondern weichen wenn möglich in vorhandene Hohlräume und Risse aus, so dass die für die Kristallisation notwendige Übersättigung der Porenlösung verpufft (Scherer, 1999). Adsorption führt demnach also lediglich zu einer Verdichtung des Gefüges.

Bestätigt wird diese Aussage durch Quellversuche von Mehta & Wang (1982). Sie synthetisierten Ettringit aus der Mischung von C_3A -freiem Portlandzement und Lösungen mit 0,13 g/l Aluminiumsulfat und 0,5 g/l Calciumhydroxid (Ettringit Typ 1) sowie aus einer stöchiometrischen Zusammensetzung von C_3A , Gips und Wasser (Ettringit Typ 2). Beim Ettringit Typ 1 handelt es sich um ein Kristall mit 32 Wassermolekülen, bei Typ 2 um ein Kristall mit 27,5 Wassermolekülen. Beide Ettringittypen zeigen Volumenzunahmen infolge Wasserlagerung, allerdings ist die beobachtete Quellung von Ettringit Typ 2 rund 50 % größer als die von Typ 1. Nach der Anlagerung von zusätzlichen Wassermolekülen an Ettringit Typ 2 durch Behandlung mit Wasserdampf waren dagegen keine Unterschiede im Quellverhalten der beiden Ettringittypen mehr erkennbar. Aus ihren Untersuchungen folgern die Autoren, dass weder der Ettringittyp (Anzahl der Wassermoleküle) noch die Kristallform für das Quellverhalten eine Rolle spielt. Die Wasseradsorption führt demnach nicht zu Volumenvergrößerungen.

Andererseits berichtet Hunter (1988) von Versuchen, die Hinweise geben, dass die dort beobachtete Expansion durch eine Wasseranlagerung an die Ettringitkristalle verursacht wird. Ob die Massenänderungen aber tatsächlich, wie vom Autor behauptet, auf eine Adsorption von Wassermolekülen in der Gitterstruktur des Ettringits zurückgeführt werden kann, wird von Dermatas (1995) stark bezweifelt, da dadurch das labile Gleichgewicht massiv gestört würde. Allerdings hält der Autor eine Verstärkung der durch andere Mechanismen hervorgerufenen Volumenänderungen infolge De- und Rehydratation von Ettringit in diesem Zusammenhang für möglich.

4.5.4 Ort der Kristallbildung

Unabhängig vom tatsächlichen Bildungsmechanismus spielt der Ort der Kristallbildung eine wesentliche Rolle. Sinnvoll ist hier eine Unterscheidung zwischen der Ettringitbildung innerhalb einer näherungsweise ideal-homogenen Bindemittelmatrix und an Stellen, an denen die homogene Struktur unterbrochen ist. Letzteres ist z.B. an Kontaktflächen zwischen Bodenteilchen und Bindemittel oder in Hohlräumen der Fall (Yang et al., 1999). Untersuchungen der Mikrostruktur von verfestigten Boden-Bindemittel-Gemischen zeigen, dass die Ettringitbildung grundsätzlich an beiden Orten möglich ist.

Im Fall der ideal-homogenen Matrix kann vereinfachend von einer gleichmäßigen Volumenvergrößerung der gesamten Matrix ausgegangen werden. Bei der Kristallisation z.B. an der Oberfläche von einzelnen Bodenkörnern entsteht eine dünne, expansive Schicht, die ihrerseits im Idealfall komplett von der Bindemittelmatrix umschlossen wird. In beiden Fällen kommt es schlussendlich zu Rissbildungen, die an der schwächsten Stelle, also in der Regel im Kontaktbereich zwischen Boden und Bindemittel beginnt. Grattan-Bellew et al. (1998) ermittelten für wärmebehandelte Mörtelprismen, die in einer Kalklösung gelagert wurden, Abhängigkeiten zwischen der Korngröße der

Zuschlagkörner bzw. der Größe ihrer Oberfläche und der Volumenzunahme. Danach nimmt das Quellmaß mit steigender mittlerer Korngröße der Bodenkörner und damit mit größer werdender Oberfläche der Körner stark ab.

Wang (2002) berichtet von Laborversuchen zur Ettringitbildung bei Boden-Bindemittel-Gemischen, bei denen beobachtet wurde, dass sich Ettringit bevorzugt in Hohlräumen und Poren, auf Rissen und Trennflächen bildet und die Expansionswirkung zunächst verpufft. Die Volumenvergrößerung und die Entwicklung eines Quelldruckes beginnt erst, wenn die langnadeligen Ettringitkristalle durch kurzadelige ersetzt sind, d.h. wenn der Porenraum mit Ettringitkristallen vollständig gefüllt ist. Durch das Kristallwachstum bilden sich Risse, die sich zu Spalten erweitern bis am Rand Teile abgesprengt werden. Ob es durch den Quelldruck jedoch tatsächlich zu einer Verstärkung der Expansion kommt, hängt von der Größe und Form der Risse ab. Das Kristallwachstum setzt sich mit konstanter Geschwindigkeit fort, kann aber z.B. durch Austrocknung des Gefüges gestoppt werden. Dringt wieder Feuchtigkeit in das Gefüge, so setzt sich das Kristallwachstum fort. Damit hängt die Volumenzunahme von der Anzahl der sogenannten Ettringitkeime pro Einheitsvolumen und von der Wachstumsdauer ab. Die Beobachtungen werden von Scherer (1999) bestätigt. In seinen Untersuchungen wurden langnadelige Ettringitkristalle vorwiegend in Hohlräumen identifiziert, während kurzadelige, gedrungene Kristalle zu Volumenvergrößerung führen. Die spezifische Oberfläche dieser kolloidalen Partikel ist sehr groß, so dass sich eine entsprechend große Menge an Wassermolekülen anlagern kann (Mehta, 1983).

Insgesamt muss davon ausgegangen werden, dass anders als bei Zementstein die Volumenzunahme im Boden-Bindemittel-Gemisch nicht hauptsächlich in der Bindemittelmatrix selbst stattfindet, da im Gemisch keine isotropen und homogenen Bedingungen vorliegen. Ursache sind Unterschiede in den Festigkeitseigenschaften zwischen Boden und Bindemittel, Größenunterschiede der Bodenkörner, ihre Kornform und Korngrößenverteilung sowie die Verteilung der Körner innerhalb des Boden-Bindemittel-Gemisches. Hinzu kommen Anomalien im Bindemittelgehalt, im Hydratationsgrad und der Einfluss der Schwerkraft. Selbst wenn von einer isotropen Expansion durch die Kristallbildung ausgegangen werden kann, so ist die Reaktion der Matrix immer anisotrop, was die ungleichmäßige Rissbildung erklärt (Taylor et al., 2001).

4.5.5 Zusammenfassung

Für den Expansionsmechanismus infolge Ettringitbildung im verfestigten Boden-Bindemittel-Gemisch existieren zwei unterschiedliche Theorien, die beide den tatsächlich ablaufenden Prozess der Volumenzunahme und die Entstehung eines Quelldruckes mit dem Resultat der Zerstörung des verfestigten Gefüges, nicht vollständig erklären können. Aktuelle Erkenntnisse deuten darauf hin, dass die Schädigung des Gefüges durch Kristallisation von Ettringit durch topochemische Reaktionen und den dabei

entstehenden Kristallisationsdruck hervorgerufen wird. Die Erkenntnisse und Beobachtungen der verschiedenen Autoren zeigen, dass Ettringit, wenn es aus der Lösungsphase kristallisiert, bevorzugt in bereits vorhandene Poren und Risse hineinwächst, jedoch zunächst keine Schädigungen in der Gesamtmatrix verursacht. Durch die Kristallbildung und das Kristallwachstum kommt es im weiteren Verlauf zu zusätzlichen Rissen, die dann durch Rekristallisation mit Ettringit bzw. ggf. mit Calciumhydroxid gefüllt werden.

Allein die Bildung von Ettringit im verfestigten Boden-Bindemittel-Gemisch muss also nicht zwangsläufig zu Expansionen und Schäden führen, so dass alleine der Nachweis von Ettringit in der Matrix kein ausreichendes Indiz für potenzielle Strukturschädigung darstellt (Hime & Mather, 1999). Entscheidend sind vielmehr die Morphologie, der Bildungszeitpunkt und der Bildungsort des Ettringits, Mikrostruktur und Eigenspannungen in der Matrix sowie die Ionenmobilität (u.a. Wang, 2002, Odler & Colán-Subauste, 1999). Taylor et al. (2001) unterscheiden drei wesentliche Zusammenhänge:

- Die chemische Zusammensetzung des Boden-Bindemittel-Gemisches bestimmt die Ettringitmenge.
- Das Mikrogefüge der Kristallmasse des Ettringits beeinflusst den Quelldruck, der durch die Kristallisation entsteht.
- Das Mikrogefüge der Zement-, Beton- bzw. Boden-Bindemittel-Matrix bestimmt die Reaktion des Materials auf die sich einstellenden Drücke.

Je nach Zusammensetzung und Konzentration der Porenlösung, Einlagerung von Fremdionen in den Kristallen sowie den Temperaturbedingungen bilden sich längere Ettringitnadeln oder feinkörnige, gedrungene Säulen bei der Kristallisation. Es kann davon ausgegangen werden, dass darüber hinaus unter den verschiedenen Randbedingungen auch Unterschiede in der Wachstumsgeschwindigkeit sowie im Wachstumsdruck vorhanden sind (Locher, 2000).

4.6 Bedeutung von Gefügeeigenschaften und Milieubedingungen für die schädigende Ettringitbildung

4.6.1 Allgemeines

Die Fragen ob, in welcher Form und wieviel Ettringit in einem verfestigten Boden-Bindemittel-Gefüge gebildet wird und ob die Ettringitbildung mit negativen Auswirkungen auf die Eigenschaften des Gefüges verbunden ist, hängt von einer Vielzahl von Faktoren ab. Mitchell & Dermatas (1992) nennen folgende Faktoren, die für die schädigende Ettringitbildung in Boden-Bindemittel-Gemischen entscheidend sind:

- Menge des gebildeten schädigenden Ettringits,
- Morphologie des Ettringits,
- Kristallgröße des Ettringits,
- Festigkeit und Struktur des Gemisches,
- Menge der austauschbaren Ionen im Gemisch,
- Vorhandensein ausreichender Mengen an Tonmineralen,
- günstige Temperaturbedingungen im Boden-Bindemittel-Gemisch.

Hinzu kommen alle Faktoren, die zu einer Schwächung der Festigkeits- und Durchlässigkeitseigenschaften beitragen, und damit im Fall der Ettringitbildung im verfestigten Boden-Bindemittel-Gemisch die Gebrauchstauglichkeit und Tragfähigkeit nachhaltig beeinträchtigen.

Neben den stöchiometrischen Verhältnissen in der Matrix selbst spielen daher die Gefügeeigenschaften des Boden-Bindemittel-Gemisches sowie alle Faktoren eine Rolle, die unter dem Begriff Milieubedingungen zusammengefasst sind. In Bild 4.9 ist der Ablauf, der potenziell zur schädigenden Ettringitbildung führt, schematisch dargestellt.

Nach Ksaibati & Huntington (1999) bestehen zwischen Boden-Bindemittel-Gemischen und Beton einerseits große Ähnlichkeiten, die die Übertragung von Erfahrungen aus der Betontechnologie erlauben. Andererseits gibt es insbesondere bezüglich der Zusammensetzung und Materialeigenschaften auch erhebliche Unterschiede, die weit über die speziellen materialspezifischen Eigenschaften der einzelnen Komponenten sowie über das unterschiedliche Mischungsverhältnis hinausgehen. Der Vergleich mit Ergebnissen aus Untersuchungen an Beton- und Mörtelproben ist also grundsätzlich möglich und aufgrund der bisher nur wenigen Untersuchungsergebnisse an Boden-Bindemittel-Gemischen für die qualitative Beurteilung der Einflussfaktoren von entscheidender Bedeutung.

Nachfolgend werden die verschiedenen Einflussfaktoren näher beschrieben.

4.6.2 Bedeutung der stöchiometrischen Verhältnisse

Während die erforderlichen Stoffmengen, die für die chemische Reaktion zur Bildung von Ettringit erforderlich sind exakt beziffert werden können, existieren kaum Erkenntnisse darüber, in welchen Mengen der jeweilige Stofflieferant vorliegen muss, damit ausreichend Reaktionspartner in der Porenlösung vorhanden sind. Roy et al. (2003) sowie Wang (2002) vermuten, dass das Verhältnis Bindemittelgehalt zu Sulfatgehalt für die Ettringitbildung von maßgebender Bedeutung ist. Untersuchungen in der Beton- und Zementtechnologie sehen einen Zusammenhang zwischen der Ettringit- und der Zementmenge, nicht jedoch eine lineare Abhängigkeit zwischen Sulfatgehalt und Volumenvergrößerung (Bollmann, 2000).

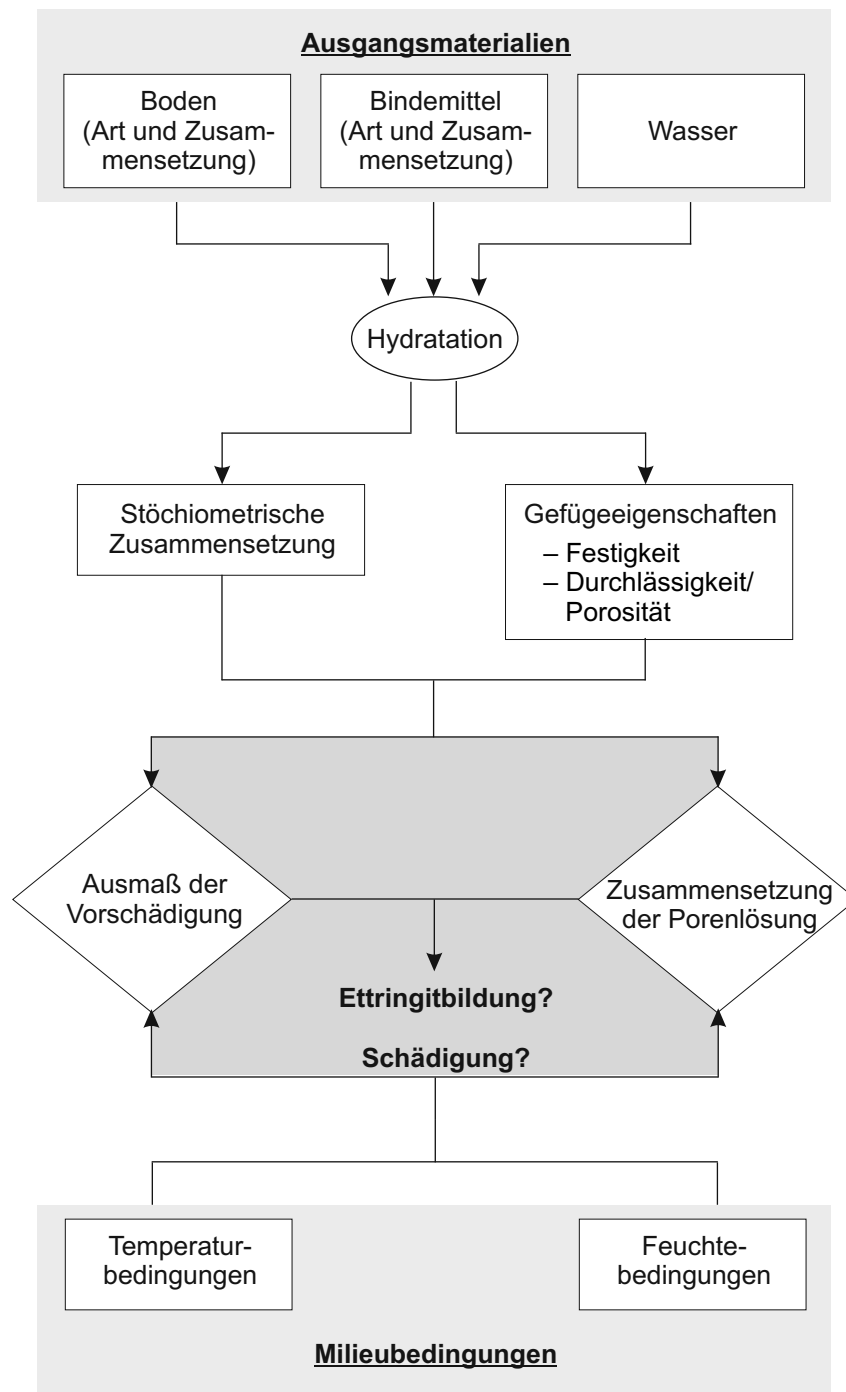


Bild 4.9 Schematische Darstellung der Einflussfaktoren auf die schädigende Ettringitbildung im verfestigten Boden-Bindemittel-Gemisch

Taylor et al. (2001) werteten eine Vielzahl von Untersuchungen zur Ettringitbildung in wärmebehandelten Betonen aus. Aufgrund der großen Unterschiede in den Randbedingungen ist es nicht möglich, exakte und vor allem vergleichbare Angaben über die Ettringitmengen zu erhalten, dennoch besteht für das Ettringit, das sich erst nach der

Wärmebehandlung bildet, ein qualitativer Zusammenhang zwischen dem Aluminat- und Sulfatgehalt in den untersuchten Proben. Wie in Bild 4.10 dargestellt, bildet sich zusätzliches Ettringit nur dann, wenn eine Mindestmenge an Sulfat- und Aluminiumionen zur Verfügung stehen. Grundsätzlich gilt, je höher der Sulfatgehalt, desto geringer die Monosulfatmenge und desto größer die Ettringitmenge. Gleichzeitig führt ein zu hoher Aluminatgehalt ausschließlich zur Bildung von Monosulfat.

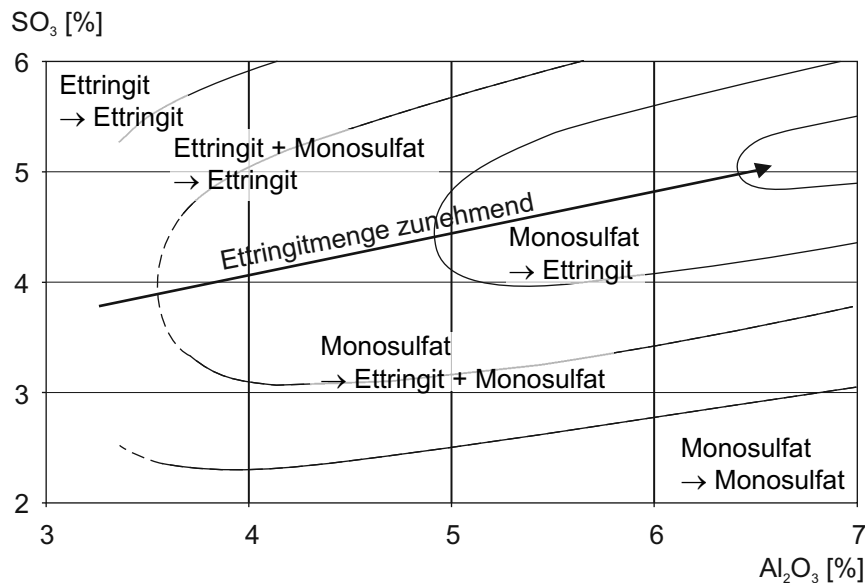


Bild 4.10 Qualitative Darstellung der neu gebildeten Ettringitmenge in wärmebehandeltem Beton während der Wasserlagerung in Abhängigkeit vom Aluminat- und Sulfatgehalt im Bindemittel (nach Taylor et al., 2001)

Basierend auf Versuchsergebnissen an tonmineralhaltigen Boden-Bindemittel-Gemischen sieht Dermatas (1995) einen direkten Zusammenhang zwischen Menge und Lösungsgeschwindigkeit der Aluminiumionen aus Tonmineralen einerseits und der Größe der Quelldehnung infolge Ettringitbildung andererseits. Die Abhängigkeit zwischen Ettringitmenge, Größe der Ettringitkristalle und Quellmaß, wie sie von Wang (2002) sowie von Dermatas (1995) in Versuchen dokumentiert wurde, muss jedoch stark angezweifelt werden, da die Volumenzunahme bei Ettringit sowohl topochemisch als auch durch Adsorption von Wassermolekülen möglich ist, während nur die topochemische Reaktion zum Aufbau des Quelldruckes im verfestigten Boden-Bindemittel-Gemisch führt (vgl. Kapitel 4.5). Somit wäre die direkte Proportionalität zwischen der Höhe des Quelldruckes bzw. der Quellrate zur Ettringitmenge nur dann gegeben, wenn alle übrigen Randbedingungen identisch sind und die Ettringitbildung nur topochemisch erfolgt.

Bindemittel mit hohem C_3A -Gehalt neigen erwartungsgemäß eher zur Ettringitbildung als Bindemittel ohne entsprechenden Aluminatanteil. Durch Verwendung von sulfatre-

sistentem Portlandzement (SR-Zement) kann die Ettringitbildung allerdings nur dann verhindert werden, wenn keine weiteren Aluminatträger im Gemisch vorhanden sind, was bei tonmineralhaltigen Böden per se nicht der Fall ist. Auf die Festigkeit des Boden-Bindemittel-Gemisches hat das Fehlen der C_3A -Komponente keinen relevanten Einfluss (Sherwood, 1958).

Theoretische Berechnungen der Ettringitmenge resp. der Volumenzunahme wurden von Little et al. (2010) durchgeführt, sind aber für die bei Boden-Bindemittel-Gemischen zu erwartenden Volumenzunahmen wenig zielführend. Neben den Rand- resp. Lagerungsbedingungen sind insbesondere die Matriceigenschaften des Boden-Bindemittel-Gemisches selbst maßgebend für den Kristallisationsprozess von Ettringit, die theoretisch aufgrund des Stoffangebots mögliche Ettringitmenge wird sich tatsächlich niemals ausbilden, da Lösungs- und Bildungsprozesse zeitabhängig sind und das System einem Gleichgewichtszustand zustrebt.

4.6.3 Bedeutung von Gefüge- und Struktureigenschaften bzw. Festigkeit und Durchlässigkeit

Die Begriffe Gefüge- und Struktureigenschaften bezeichnen die räumliche Anordnung von Hydratationsprodukten, nicht hydratisiertem Bindemittel, Gesteinskörnung bzw. Bodenkörnern / -partikeln und den dazwischen liegenden Poren im Gemisch unter Berücksichtigung ihrer Interaktion, d.h. der Verkleb- bzw. Verkittungswirkung (Locher, 2000; Chew et al., 2004).

Ob und in welcher Form Ettringitbildung im verfestigten Boden-Bindemittel-Gemisch möglich ist und ob diese zu Schäden führt, wird wesentlich durch die Gefüge- und Struktureigenschaften des Boden-Bindemittel-Gemisches bestimmt. Sowohl die Transportvorgänge und damit ein möglicher Stoffaustausch als auch das Auftreten von Volumenzunahmen und/oder der Aufbau von Quelldruck und die möglicherweise folgende Zerstörung des Gefüges sind von den Festigkeits- und Durchlässigkeitseigenschaften des Gemisches abhängig.

Abhängig von der Zementart, dem Wasserangebot und den sonstigen Rand- bzw. Lagerungsbedingungen (Temperatur u.a.), die den mehr oder weniger schnell ablaufenden Hydratationsprozess bestimmen, entwickelt sich die Endfestigkeit des Zementsteins. Eine Änderung der Umgebungsbedingungen während der Hydratation kann u.U. zur Reduktion der unter normalen Bedingungen erreichbaren Endfestigkeit führen. Beispiel hierfür ist ein großes Wasserangebot im Gemisch, welches theoretisch höhere Frühfestigkeit bewirkt. Dieser positive Effekt wird jedoch durch die Störung der Feststoff-Feststoff-Bindungen aufgehoben, da die Rissneigung steigt und sich negativ auf Endfestigkeit sowie Elastizitätsmodul auswirken. Für die Druckfestigkeit ist vor

allein die Kapillarporosität des Zementsteins von Bedeutung. Mit steigendem Wasser-Zement-Wert reduziert sich die maximal erreichbare Druckfestigkeit (Bild 4.11).

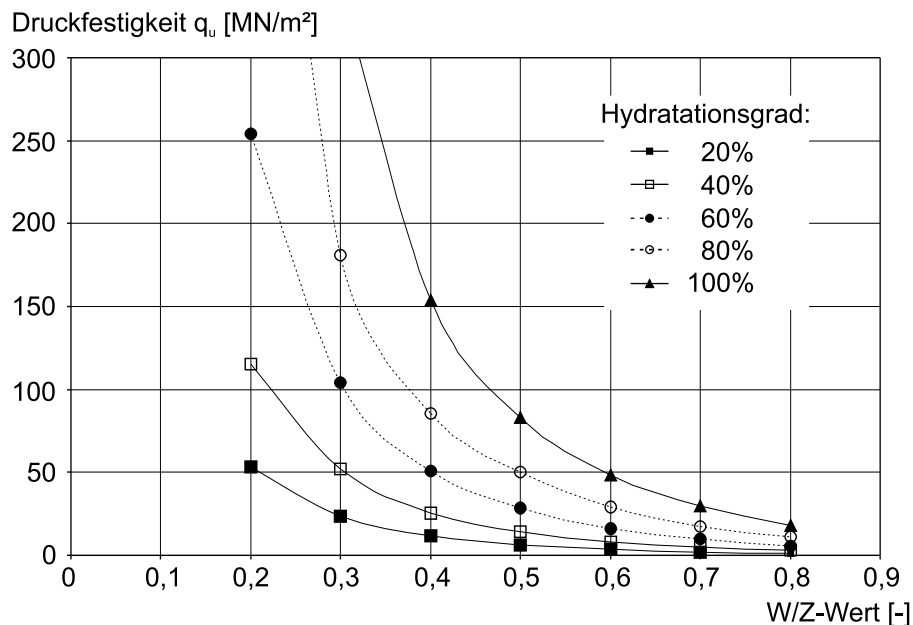


Bild 4.11 Druckfestigkeit von Zementstein in Abhängigkeit vom Hydratationsgrad und vom Wasserzementwert (nach Locher, 1976a und 1976b)

Der Bindemitteltyp und seine spezifischen Eigenschaften beeinflussen die Ettringitbildung im verfestigten Boden-Bindemittel-Gemisch aufgrund seiner chemischen Zusammensetzung und den daraus resultierenden physikalischen und chemischen Eigenschaften des Gemisches. Aus der Betontechnologie ist bekannt, dass z.B. durch Zusatz von Flugasche sowie Hochofenschlacke im Bindemittel die Schäden infolge Volumenzunahme durch Ettringitbildung reduziert werden können, da die Korngrößenverteilung und die chemische Zusammensetzung positiv verändert werden (Khatri & Sirivivatnanon, 1997).

Cordon (1962) zeigte an im Labor hergestellten Boden-Bindemittel-Gemischen, dass die Schadensanfälligkeit gegenüber Sulfatangriff mit steigendem Bindemittelgehalt reduziert wird. Dies kann mit der höheren Festigkeit und der geringeren Porosität der Matrix erklärt werden. Bei einigen Proben wurde sogar eine leichte Zunahme der Festigkeit (Verfestigung) infolge von Sulfatangriff beobachtet. Offensichtlich wurden dabei die Hohlräume im Gefüge mit Ettringitkristallen gefüllt, ohne dass die von der Gefügematrix aufnehmbaren Spannungen infolge Quelldruck σ_q überschritten wurden.

Je grobkörniger der Boden, desto größer ist bei verfestigten Boden-Bindemittel-Gemischen der Porenanteil. Die besonders große Anfälligkeit von Boden-Bindemittel-Gemischen, die in grobkörnigen Böden hergestellt werden, für schädigende Ettringitbildung durch Sulfate wurde u.a. von Cordon (1962) bei seinen Versuchen mit Boden-Bindemittel-Gemischen beobachtet, die in sulfathaltigem Wasser bzw. in sulfathaltigem Baugrund gelagert wurden. Die große Schadensanfälligkeit resp. der vergleichsweise große Porenanteil ist hauptsächlich auf den hohen Wasser-Zement-Wert der Suspension zurückzuführen, der bei der Baugrundverbesserung mit dem Nassmischverfahren und mit dem Düsenstrahlverfahren verwendet wird. Der größere Porenanteil wird zu Gunsten der Verarbeitbarkeit der Suspension (Pumpbarkeit der Suspension, Verschleiß in den Suspensionsleitungen, u.a.) in Kauf genommen und ist für die Verwendungszwecke der Baugrundverbesserung in der Regel ausreichend.

Insbesondere unter großen Körnern können sich im Gefüge durch eine Art Blüten des Bindemittels wasserreichere Bereiche ausbilden. Unmittelbar nach dem Anmischen sind die größeren Partikel mit einem Film aus wasser- und feinkornreicher Suspension umgeben. Versuche von Poon et al. (2004) zeigen, dass der Haftverbund und damit die Festigkeit bei poröser Gesteinskörnung umso größer ist, je niedriger der Wassergehalt der Körner vor dem Einmischen des Bindemittels ist, da die Körner als Drainage wirken und die Bindemittelpartikel anziehen. Bei wassergesättigten Körnern ist in der Kontaktzone der Porenanteil am größten und die Konzentration an Bindemittelpartikeln am geringsten. Durch die Hydratation entstehen dort besonders viele der tafelförmigen Calciumhydroxide (Portlandit) und leistenförmigen Aft-Verbindungen (primäres Ettringit). Dies wiederum beeinträchtigt den Haftverbund zwischen Korn und Bindemittel, so dass die Festigkeit reduziert und die Rissneigung erhöht ist. Bei wenig festem Gefüge sind bereits Schädigungen der Matrix alleine durch Änderungen im Wassergehalt zu erwarten, wodurch der Stofftransport erleichtert wird.

An wärmebehandelten Mörtelproben konnte die Abhängigkeit zwischen der Korngröße der Gesteinskörnung und der Volumenvergrößerung infolge Ettringitbildung gezeigt werden. Je höher der Feinkornanteil bzw. je größer die Kornoberfläche, auf der sich Ettringit topochemisch bilden kann, desto größer die Expansion. Diese Beobachtung wurde von Sherwood (1962) für Boden-Bindemittel-Gemische, die externem Sulfatangriff ausgesetzt wurden, bestätigt. Während die Mischungen mit Ton (hier: London Clay) bereits nach sieben Tagen erhebliche Festigkeitsverluste zeigten, konnte an den Proben mit Quarzsand ebenso wie an Vergleichsproben, die keinem Sulfatangriff ausgesetzt wurden, keine Reduzierung in der Festigkeit festgestellt werden.

Da im Falle der schädigenden Ettringitbildung die Ettringitkristalle tendenziell zunächst in vorhandene Hohlräume hineinwachsen und so der Behinderung durch die verfestigte Matrix ausweichen, hängen sowohl Quelldruck als auch Quelldehnung direkt von Größe, Form und Menge der Poren ab. Je kleiner die Porengröße und je weniger Verbindungen zwischen den einzelnen Hohlräumen vorhanden sind, desto größer ist die

Wahrscheinlichkeit, dass sich ein Quelldruck aufbaut und Quelldehnungen auftreten. Dies gilt jedoch nur unter der Voraussetzung, dass in den Poren eine ausreichende Menge an Stoffen für die Ettringitkristallisation zur Verfügung steht bzw. bereitgestellt werden kann (Taylor et al., 2001). Ein hoher Hydratationsgrad kann sich aufgrund des dann geringeren Porenvolumens günstig auf die Verhinderung von Quelldehnungen und die Entwicklung von Quelldruck auswirken, da das Gefüge größere Festigkeit und geringere Durchlässigkeit besitzt.

4.6.4 Einfluss des Verformungsverhaltens der Boden-Bindemittel-Matrix

Das Verformungsverhalten des Verbundstoffes Boden-Bindemittel-Gemisch wird wesentlich vom Verformungsverhalten des hydraulischen Bindemittels geprägt. Im Hinblick auf die Volumenänderung von Boden-Bindemittel-Gemischen sind sowohl Verformungen des noch nicht abgebundenen Bindemittels als auch des erhärteten Bindemittels zu berücksichtigen. Grundsätzlich ist zwischen folgenden, zeitabhängigen und zeitunabhängigen Verformungen zu unterscheiden.

- spannungsunabhängiges Schrumpfen infolge chemischer Reaktion,
- spannungsunabhängiges Quellen und Schwinden infolge Feuchtigkeitsänderung,
- spannungsunabhängige Wärmedehnung infolge Temperaturänderung,
- spannungsabhängige elastische Verformungen,
- spannungsabhängiges Kriechen infolge Langzeitbelastung.

Bei den hydraulischen Bindemitteln kommt es während der Hydratation zu einer Volumenkontraktion, da das Volumen der Ausgangsstoffe von Bindemittel und Wasser größer ist als das Volumen der Hydratationsprodukte. Diese Volumenkontraktion wird als Schrumpfen oder chemisches Schwinden bezeichnet (Stark & Wicht, 2000). Das Schrumpfen beginnt bereits mit dem Erstarrungsbeginn des Zementleims. Ursache ist zum einen der Einbau der Wassermoleküle in das Gitter der Hydratationsprodukte wodurch rund 25 % des chemisch gebundenen Wassers für das Volumen des Zementsteins nicht wirksam ist.

Im erhärteten Zementstein treten durch Änderungen im Wassergehalt Volumenänderungen auf, die als Quellen (Volumenzunahme) und Schwinden (Volumenkontraktion) bezeichnet werden. Diese Mechanismen sind zumindest teilweise reversibel. Sie können je nach Geometrie des Körpers und seiner Gefügestruktur zu Volumenänderungen führen, die erst nach mehreren Wochen abgeschlossen sind. Innerhalb des Gefüges ändern sich die Eigenspannungen, so dass es ggf. zu einer Überschreitung der inneren Zugfestigkeit kommen kann. Nach Stark & Wicht (2000) sind hierfür drei Mechanismen zu nennen:

- Änderung der Oberflächenenergie
- Entstehung eines Spaltdrucks
- Kapillarwirkung

Die große innere Oberfläche des Zementgels steht unter Wirkung der Oberflächenenergie, die dazu führt, dass sich die Partikel zusammenziehen, um in einen energieärmeren Zustand überzugehen. Durch Erhöhung des Feuchtegehaltes wird Wasser auf der Partikeloberfläche adsorbiert, die Energie nimmt ab und die Partikel dehnen sich aus, ohne dass das Gefüge verändert wird. Aufgrund der Gefügestruktur können die Wassermoleküle nicht in alle Gelporen eindringen und so keinen durchgehenden Wasserfilm bilden. Allerdings kann das Wasser unter die Berührungspunkte und -flächen zwischen den Gelpartikeln kriechen, sofern diese nicht durch chemische Bindung, sondern nur durch van-der-Waals-Kräfte miteinander verbunden sind. Es entsteht ein Spaltdruck, der größer ist als die van-der-Waals-Kräfte und der die Partikel voneinander trennt und zu einer Volumenzunahme führt. Bei Austrocknung entstehen Zugspannung an der Oberfläche und damit Druckspannungen im Feststoff, so dass der Zementstein eine Volumenkontraktion erfährt. Durch erneute Erhöhung des Feuchteanteils kommt es zur Entspannung und damit zu einer Volumenzunahme. Untersuchungen von Czernin (1977) zum Schwindverhalten von Betonprismen, die zunächst 7 Tage im Wasser und danach bei 50 % relativer Luftfeuchte gelagert wurden, zeigt die Abhängigkeit des Schwindmaßes vom Bindemittelgehalt und W/Z-Wert (Bild 4.12). Bezogen auf den absoluten Wassergehalt in der Mischung zeigt sich, dass die Abhängigkeit des Schwindmaßes vom Zementgehalt eine untergeordnete Rolle spielt.

Als wesentliche Kenngröße für das Quellen und Schwinden sind also der W/Z-Wert und die Mahlfineinheit, untergeordnet auch der C_3A -Gehalt zu nennen. Je höher die genannten Werte, desto größer das zu erwartende Quell- und Schwindmaß. Allerdings werden die Effekte durch die Lagerungsbedingungen eindeutig überlagert, da eine Wasserlagerung mit fortschreitender Hydratation zu mehr Kontaktflächen mit Primärbindungen führt, so dass z.B. Volumenänderungen durch Spaltdruck weniger wirksam werden.

Als Folge des Quellens und Schwindens können Risse im Gefüge entstehen, was Änderungen in der Gefügestruktur, also in der Festigkeit und Durchlässigkeit bedingt (vgl. Kapitel 4.6.3).

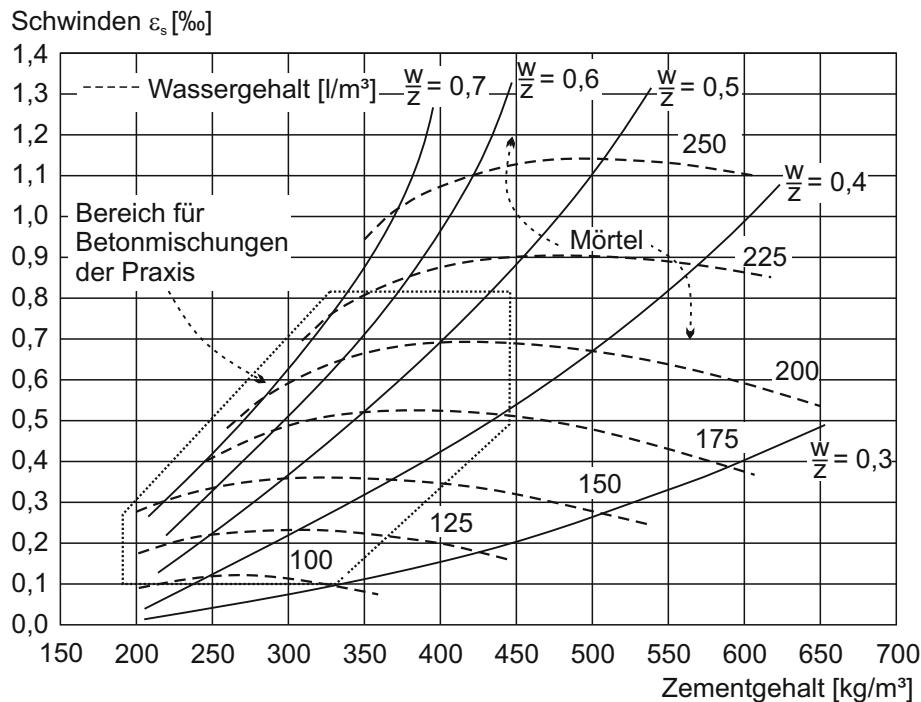


Bild 4.12 Schwinden von Beton- und Mörtelprismen in Abhängigkeit vom Bindemittelgehalt und W/Z-Wert (nach Czernin, 1977)

4.6.5 Bedeutung des Temperaturverlaufs während und nach der Hydratation

Der Temperaturverlauf während der Hydratation von hydraulischen Bindemitteln und Beton ist hinreichend bekannt. Die Hydratation ist ein exothermischer Prozess, bei dem Reaktionswärme freigesetzt wird. In Abhängigkeit der Bindemittelzusammensetzung setzt jedes der Klinkerminerale bei den, parallel und aufeinander folgenden exothermischen Reaktionen unterschiedliche Mengen an Hydrationswärme frei (Stark & Wicht, 2000). Neben dem C_3A -Gehalt und dem Sulfatangebot spielen u.a. auch Mahlfeinheit, Alkaligehalt, Art und Menge der Zusatzstoffe sowie die Umgebungstemperatur eine wichtige Rolle für die insgesamt freigesetzte Wärmemenge. Bild 4.13 zeigt beispielhaft die Wärmeentwicklung in einem Betonbauteil (Bindemittelgehalt: 300 kg/m^3) unterschiedlicher Dicke.

Beobachtungen von Ho et al. (2001) an einer in etwa 15 m unter der Geländeoberfläche hergestellten 3,5 m dicken Aussteifungssohle aus Düsenstrahlmaterial in Singapore Marine Clay zeigen, dass die ursprüngliche Bodentemperatur von etwa 33°C infolge Hydratation bis auf etwa 55°C ansteigt, die Hydratation also eine Temperaturerhöhung von mehr als 20°C im umgebenden Baugrund hervorruft. Je nach Kubatur des Boden-Bindemittel-Gemisches sowie in Abhängigkeit der Randbedingungen (natürliche Baugrundtemperatur, spezifische Wärmekapazität des Baugrundes, Grundwasserfließ-

geschwindigkeit etc.) kann es mehrere Monate dauern, bis dieser Temperaturanstieg wieder vollständig abgeklungen ist.

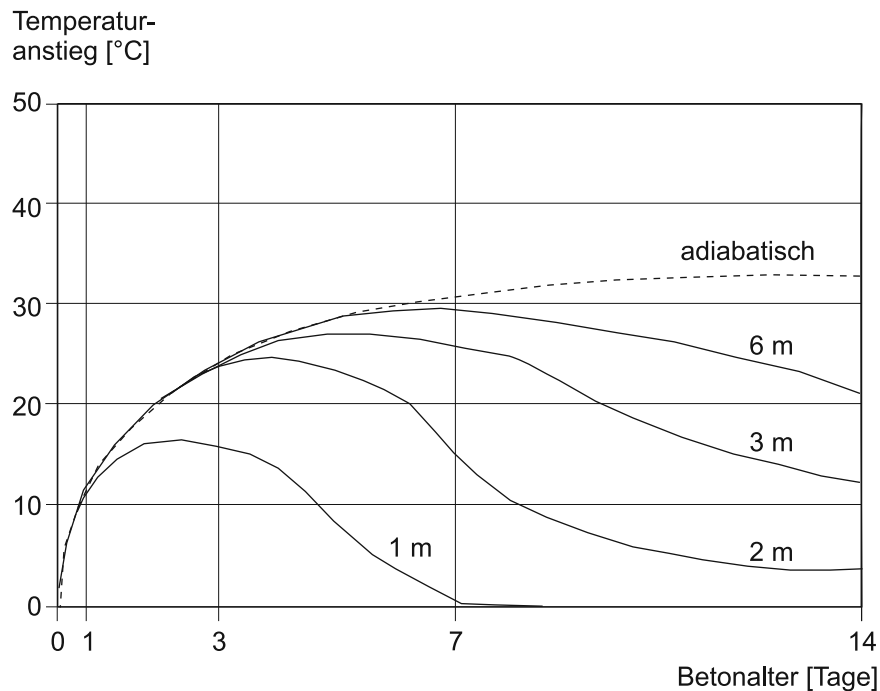


Bild 4.13 Temperaturanstieg während der Hydratation in einem Betonbauteil mit unterschiedlicher Dicke (nach Stark & Wicht, 2000)

Wie in massiven Betonkörpern ist also auch bei Boden-Bindemittel-Gemischen in Abhängigkeit der Kubatur von mindestens teiladiabatischen Verhältnissen auszugehen.

Der Einfluss der Umgebungstemperatur auf die Festigkeitsentwicklung bei Boden-Bindemittel-Gemisch-Proben aus Schluff und Portlandzement ist in Bild 4.14 dargestellt. Sowohl die 7-Tage-Festigkeit als auch die 28-Tage-Festigkeit steigt mit zunehmender Umgebungstemperatur. Theoretisch ist demnach eine Ettringitbildung im nicht mehr plastischen, aber noch nicht ausreichend verfestigten Gefüge möglich. Quelldruckungen und die Entwicklung von Quelldrücken sind in diesem Stadium jedoch nicht zu erwarten.

Auch im bereits verfestigten Boden-Bindemittel-Gemisch beeinflussen die vorherrschenden Temperaturen die chemischen Reaktionen sowie die physikalischen Prozesse. Die Bildungsgeschwindigkeit von Ettringit wird durch höhere Temperaturen gesteigert und der Diffusionsprozess, wodurch der Nachschub an reaktionsfähigen Stoffen in das Gefüge gewährleistet wird, begünstigt (Santhanam et al., 2002a; Santhanam et al., 2003). Dies wurde von Mitchell & Dermatas (1992) in Versuchen mit Kaolinit-Sand-Kalk-Gemischen nachgewiesen, die mit optimalem Wassergehalt hergestellt und

zunächst 30 Tage bei 20 °C und 100 % relativer Luftfeuchte gelagert wurden. Es wurde ein nahezu linearer Zusammenhang zwischen Quelldehnung infolge Wassersättigung und der Wassertemperatur beobachtet (Bild 4.15).

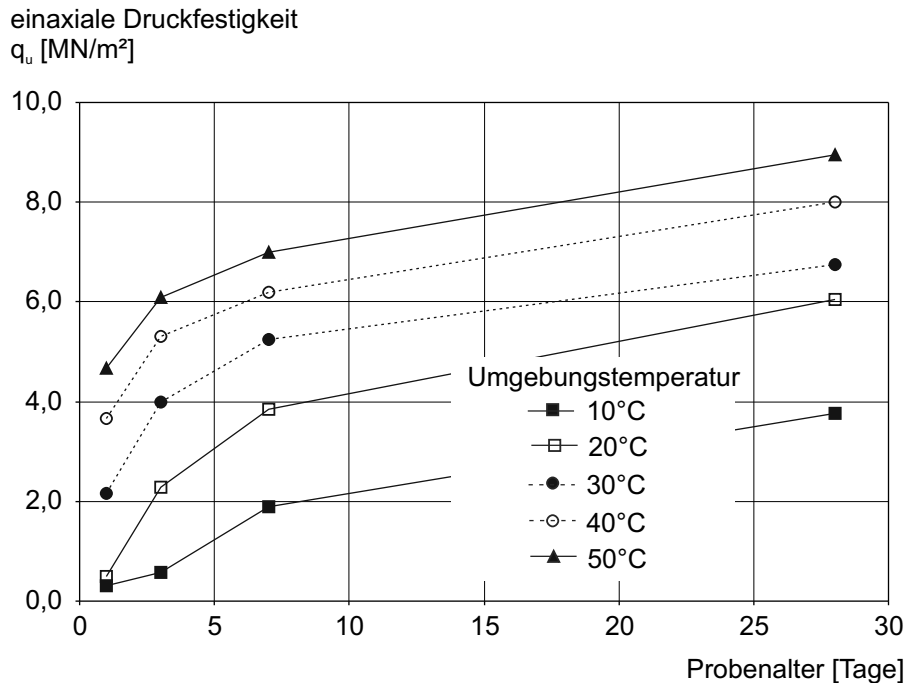


Bild 4.14 Einfluss der Umgebungstemperatur auf die Festigkeitsentwicklung von Boden-Bindemittel-Gemischen aus Schluff und Portlandzement (nach Porbaha et al., 2000)

Die unterschiedlichen Wärmeausdehnungskoeffizienten von Bodenkörnern und Zementstein können bei Temperaturänderung zu Rissen und Trennflächen im Gefüge des Boden-Bindemittel-Gemisches führen. Ob und wie gravierend derartige Strukturschädigungen ausfallen, hängt u.a. von den jeweiligen Mineralen bzw. Mineralgemischen, dem Mischungsverhältnis und der Größe der Bodenkörner ab. Yang et al. (1999) sowie Taylor et al. (2001) stellten fest, dass in Mörtelproben mit Kalkstein nach einer Wärmebehandlung nur geringe, sehr langsame Quellungen durch Ettringitbildung auftreten, während bei Proben mit Quarzsand erheblich schneller größere Quelldehnungen beobachtet wurden. Zudem stellten die Autoren eine Verzögerung des einsetzenden Quellprozesses in Abhängigkeit von der Korngröße der Gesteinskörnung fest. Während sich um die Bodenkörner aus Kalkstein keine oder nur wenige Ettringitkristalle bildeten und Ettringitbänder vorwiegend in der Bindemittelmatrix nachweisbar waren, traten in der Kontaktzone zwischen Bindemittelmatrix und Quarzkörnern große Mengen Ettringit auf. Als Ursache für die geringe Ettringitbildung an der Oberfläche der Kalksteinkörner nennen die Autoren deren raue Oberfläche, die eine bessere und damit widerstandsfähigere Verzahnung zwischen Korn und Bindemittel bildet.

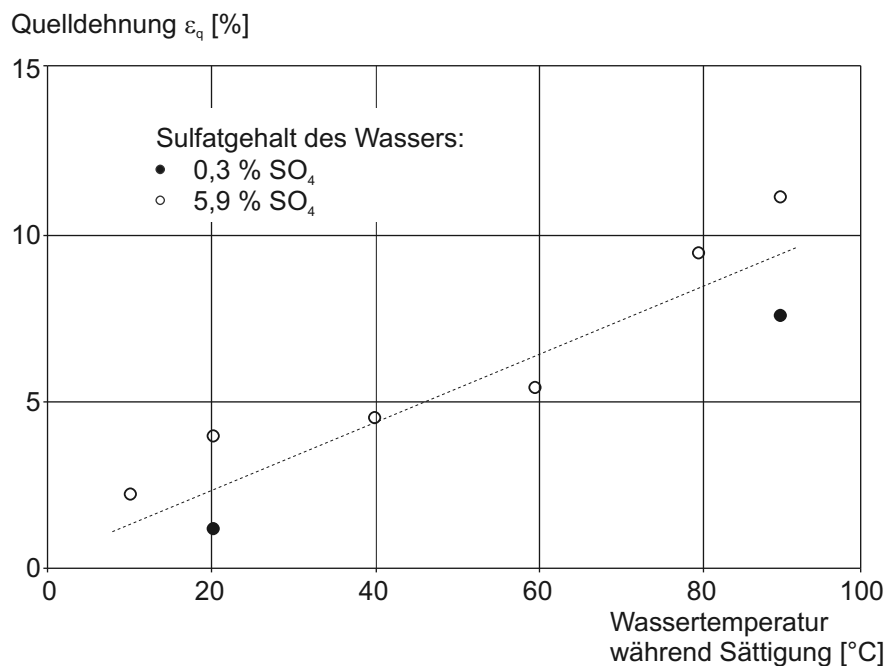


Bild 4.15 Einfluss der Wassertemperatur auf die Quelldehnung von 30 Tage alten Kaolinit-Sand-Kalk-Gemischen infolge Wassersättigung (nach Dermatas & Mitchell, 1995)

4.6.6 Bedeutung der Umgebungsfeuchte

Für die Ettringitbildung ist ein ausreichendes Wasserangebot zwingend erforderlich. Das Wasser dient sowohl als Transportmittel als auch als Lösungsmittel. Steighöhe und Transportstrecke der Lösungen hängen vom Wasserangebot und von der Porenanzahl und -struktur resp. der Durchlässigkeit des Gefüges ab. Begünstigt wird der Flüssigkeitstransport dabei insbesondere durch eine große Anzahl von kapillaren Hohlräumen. Die Menge des zur Verfügung stehenden Wassers bzw. der Wassergehalt des Gemisches bestimmt wiederum die Menge der löslichen Ionen.

Die Lagerungsbedingungen selbst (Wasser- oder Luftlagerung) spielen für die Festigkeit und Festigkeitsentwicklung von Beton keine entscheidende Rolle (Bonzel & Dahms, 1966a und 1966b).

Ist das Gefüge wechselnden Feuchtebedingungen ausgesetzt, so entstehen Feuchtegradienten innerhalb des Boden-Bindemittel-Körpers, die Stofftransporte innerhalb des Gefüges und den Stoffaustausch mit der Umgebung ermöglichen. Beides bewirkt eine Veränderung in der Zusammensetzung der Porenlösung. Ständige Wasserlagerung fördert das Auswaschen von Alkalien, wodurch der pH-Wert der Porenlösung erhöht und die Rekristallisation von Ettringit begünstigt wird.

Laboruntersuchungen von Batic et al. (2000) an Betonproben zeigten, dass der Ionen-transport im Gefüge bei permanenter Wasserlagerung am geringsten ist, während er bei Frost-Tau-Wechseln erhöht, und bei Feucht-Trocken-Wechseln am größten ist. Insbesondere in der Wasserwechselzone können sich durch abwechselnde Befeuchtung und Austrocknung Sulfate an der Gefügematrix anreichern, die Sulfatkonzentration steigt dann in diesem Bereich gegenüber den übrigen Bereichen stark an (Grübl et al., 2001). Bei Boden-Bindemittel-Gemischen im Baugrund unterhalb des Grundwasserspiegels sind zusätzlich die Strömungsgeschwindigkeit des Grundwassers sowie bei Abdichtungskonstruktionen die hydraulischen Gradienten zu beachten.

4.6.7 Bedeutung von Vorschädigungen

Bollmann (2000) wies in ihren Untersuchungen nach, dass die Ettringitbildung im verfestigten Betongefüge als Folge und nicht als primäre Ursache für die Volumenvergrößerung verantwortlich ist. Damit steht fest, dass für die schädigende Ettringitbildung Vorschädigungen im Gefüge vorhanden sein müssen, deren Ursachen vielfältig sein können. Unter anderem sind Schädigungen durch Frost-Tau-Wechsel, durch Mikrorissbildung infolge großer Temperaturgradienten oder durch Alkali-Kieselsäure-Reaktion denkbar (Taylor et al., 2001). In jedem Fall können alle Vorgänge, die zur Schädigung des Boden-Bindemittel-Gefüges führen, die Ettringitbildung forcieren (Stark & Bollmann, 2000).

In Boden-Bindemittel-Gemischen sind Schwindrisse infolge Hydratation, die auf das hohen Wasser-Bindemittel-Verhältnis zurückzuführen sind, meist nicht zu vermeiden. Risse in Boden-Bindemittel-Gemischen mit einer Rissbreite von mehr als 1 µm entstehen im noch nicht erhärteten Gemisch ähnlich wie im Frischbeton durch Schrumpfen, plastisches Schwinden und durch Abfließen der Hydratationswärme (vgl. Kapitel 4.6.4).

Hinzu kommen Mischungsdefekte z.B. durch nicht optimale Homogenisierung der Boden-Bindemittel-Matrix, die verfahrenstechnisch bedingt sind und trotz hoher Qualitätsstandard in der Ausführung (u.a. sorgfältiges Durchmischen) nicht vollständig ausgeschlossen werden können. So entstehen innerhalb eines Körpers Bereiche mit unterschiedlichem Bindemittelgehalt, mit Bodenlinsen oder -klumpen oder Anhäufungen von Bodenbestandteilen mit unterschiedlichen Eigenschaften.

Im erhärteten Gemisch der Bindemittelmatrix sowie in der Übergangszone Bindemittel – Bodenpartikel entstehen darüber hinaus Mikrorisse infolge Eigenspannungen, die durch Temperatur- und Feuchtegradienten sowie Belastungsänderungen verursacht werden. Alle diese Defekte erhöhen die Porenanzahl / -struktur resp. die Durchlässigkeit des Gefüges und erleichtern den Zutritt von Wasser, das als Transportmedium und Reaktionspartner fungiert.

4.6.8 Bedeutung der Zusammensetzung der Porenlösung

Durch das Zugabewasser werden bestimmte Bestandteile im Bindemittel gelöst und reagieren mit den festen Bestandteilen der Klinkerphasen zu neuen Phasen. Damit ändert sich die Zusammensetzung der Porenlösung mit fortschreitender Hydratation, wobei die Konzentration der verschiedenen Ionen in der ersten Phase der Hydratation zunächst in etwa konstant bleibt, bevor nach rund sechs Stunden der Alkali- und OH⁻-Ionengehalt bei zunächst starker Abnahme der Konzentration von Ca²⁺-Ionen stark ansteigt. Bild 4.16 zeigt den zeitlichen Verlauf der Ionenkonzentration in der Porenlösung eines Portlandzementes (W/Z-Wert: 0,65) im Verlauf der Hydratation.

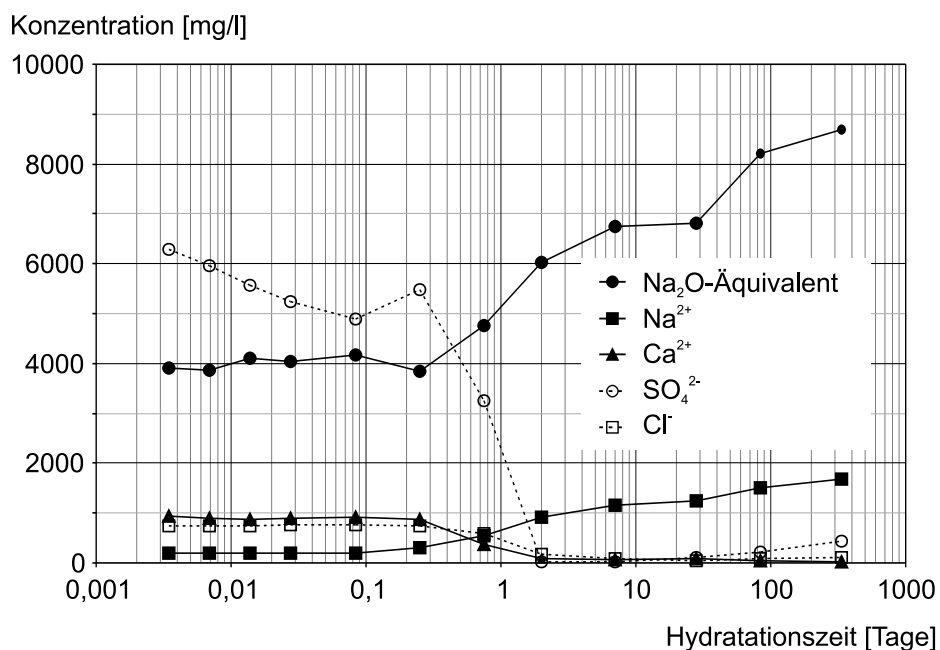


Bild 4.16 Zusammensetzung der Porenlösung im Portlandzement im Verlauf der Hydratation (nach Gunkel, 1983)

Der hohe Alkaligehalt der Porenlösung zeigt, dass der überwiegende Anteil der Alkalien, die in Portlandzement enthalten sind, als Hydroxide in der Porenlösung gelöst ist. Damit wird der pH-Wert der Porenlösung im Wesentlichen durch den Gehalt an Alkalien bzw. durch die Hydroxid-Ionen-Konzentration bestimmt. Verschiedene Autoren berichten über OH⁻-Ionen-Konzentrationen zwischen 700 und 1000 mmol/l in der Porenlösung von Bindemitteln nach DIN EN 197, was einem theoretischen pH-Wert von 13,8 und höher entspricht (Bollmann, 2000). Die Werte wurden jeweils anhand von Porenlösungen aus Zementstein ermittelt, der mit einem Wasserzementwert von 0,5 hergestellt worden war. Die theoretische Ermittlung des pH-Wertes aus dem Alkaligehalt der Porenlösung wurde hier vereinfachend unter der Annahme durchgeführt, dass die Ionen-Konzentration gleich der Ionen-Aktivität ist (Bild 4.17).

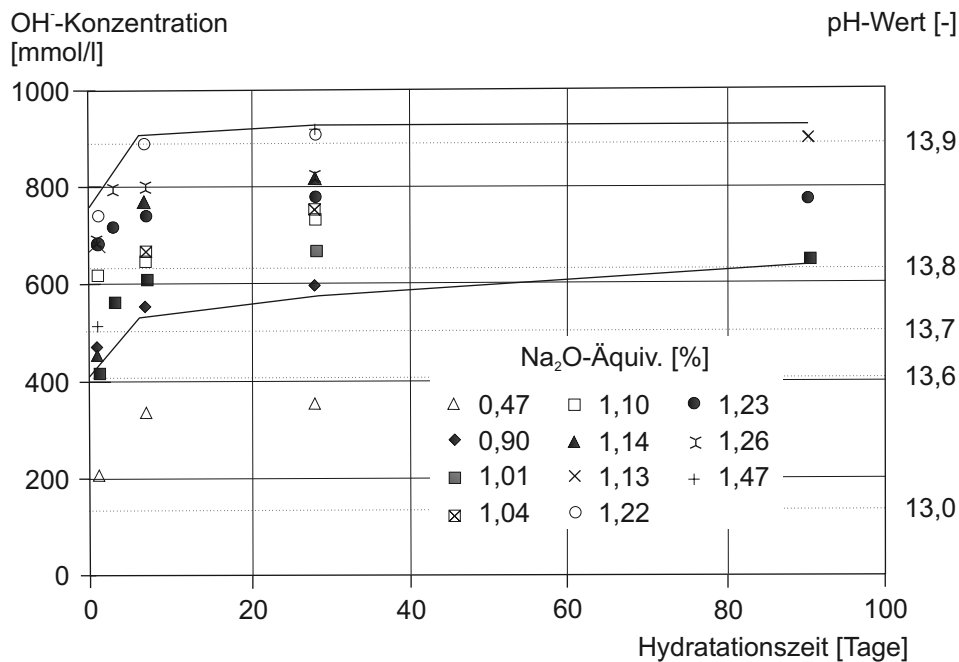


Bild 4.17 OH⁻-Ionenkonzentration und pH-Wert der Porenlösung für Portlandzemente verschiedener Zusammensetzung (nach Stark & Bollmann, 2000)

Bei Boden-Bindemittel-Gemischen mit dem Nassmischverfahren liegen die W/Z-Werte in der Regel zwischen 0,8 und 1,2, sodass mit etwas niedrigeren Ionen-Konzentrationen in der Porenlösung gerechnet werden muss.

Der Alkaligehalt in der Porenlösung wirkt sich auch auf die Gehalte weiterer Ionen in der Lösung aus und verändert so das Gleichgewicht zwischen Feststoff und Flüssigphase. Beispielsweise wird die Löslichkeit des Calciumhydroxides durch ein Erhöhen der OH⁻-Ionen-Konzentration herabgesetzt und der Gehalt an Ca²⁺-Ionen in der Lösung reduziert (Wang & Glasser, 1986). Gleichzeitig kann der Ca²⁺-Ionen-Gehalt durch Sulfat in der Porenlösung erhöht werden (Bild 4.18). Dies begünstigt die Ettringitbildung und unter Umständen auch die Quelldruckungen.

Puzzolane und latent-hydraulische Stoffe im Boden-Bindemittel-Gemisch können für eine Reduktion des pH-Wertes in der Porenlösung verantwortlich sein, da diese Stoffe Alkalien binden. Die diesbezügliche Wirksamkeit kann jedoch von Stoff zu Stoff sehr unterschiedlich sein, es wurden zusätzlich auch Unterschiede bei den verschiedenen Hydroxiden beobachtet (Bollmann, 2000).

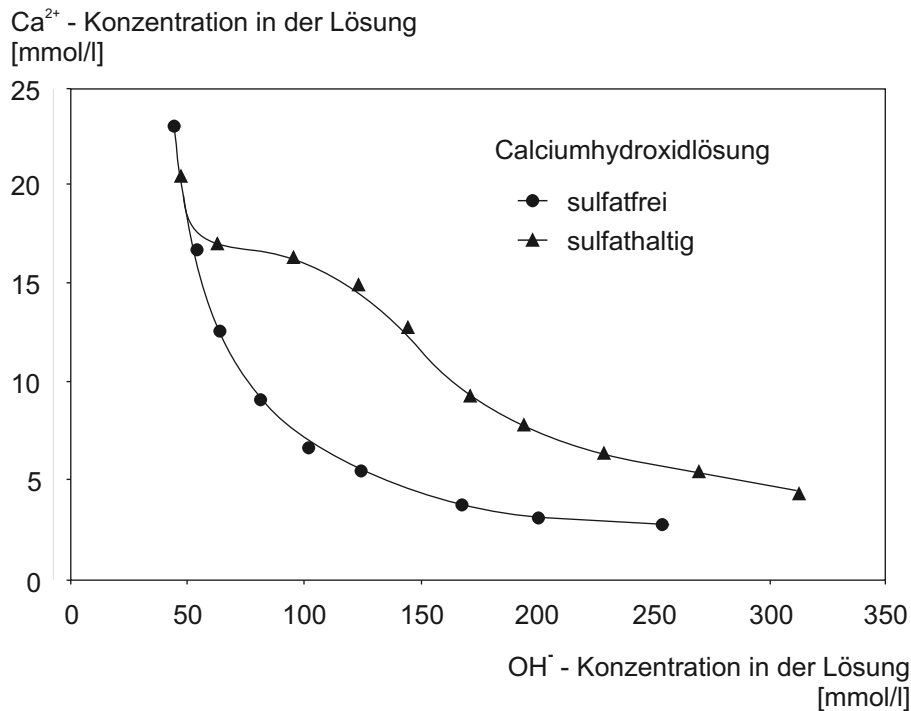


Bild 4.18 Zusammenhang zwischen Ca^{2+} -Ionenkonzentration und OH^- -Konzentration in sulfathaltigen und sulfatfreien Calciumhydroxidlösungen (nach Locher et al., 1983)

Keller et al. (2002) führten Messungen des pH-Werts von Schlämmen aus Bindemittel und Boden durch. Nach dem direkten Anstieg des pH-Werts auf Werte zwischen 12,0 und 13,0 direkt nach dem Ansetzen der Schlämme nimmt dieser in Abhängigkeit der Mischungskomponenten Boden (Art und Zustand, hier Verwitterungsgrad) und Bindemittel sowie der Temperatur der Schlämme langsam ab. Nach einer Versuchsdauer von 700 Tagen hat sich der pH-Wert der Schlämme bei Werten deutlich über 10,75 stabilisiert.

Der Einfluss der Lagerungsbedingungen (Luft- bzw. Wasserlagerung) wurde von Stark & Bollmann (2000) an Bindemittelproben untersucht. Unabhängig von der Lagerungsart reduziert sich der Alkaligehalt in der Porenlösung innerhalb eines Jahres um mehr als die Hälfte, während der Sulfatgehalt über die gesamte Versuchsdauer konstant bleibt. Dies lässt die Schlussfolgerung zu, dass die Alkalien aus der Gefügematrix ausgewaschen werden (Auslaugung der Hydratationsprodukte).

4.6.9 Zusammenfassung

Zusammenfassend ist festzustellen, dass eine intakte Gefügestruktur die wichtigste Voraussetzung ist, um Schädigungen durch Ettringitbildung zu vermeiden. Neben „äußeren Einflüssen“, z.B. Änderungen im Wassergehalt, in der Temperatur, aber auch in der Beanspruchung, sind die Gefügestruktur und deren stoffliche Zusammensetzung von entscheidender Bedeutung.

Eine Gewichtung der einzelnen Einflussfaktoren hinsichtlich ihrer Bedeutung für den schädigenden Prozess der Ettringitbildung ist für Boden-Bindemittel-Gemische nicht möglich, obwohl auf Erfahrungen aus der Bodenverfestigung als auch aus der Betontechnologie zurückgegriffen werden kann. Aber selbst in der Betontechnologie ist es bisher nicht zuverlässig gelungen, die zahlreichen Einflussfaktoren in Bezug auf das Schädigungspotenzial bei der Ettringitbildung qualitativ und quantitativ zu bewerten. Es bestehen z.T. erhebliche Differenzen in den Untersuchungsergebnissen.

Wegen der bei Boden-Bindemittel-Gemischen in der Baugrundverbesserung gegenüber den Mischungen aus der Bodenverbesserung und Beton vorliegenden spezifischen Randbedingungen in Bezug auf Mischungskomponenten, Mischungsverhältnis und Homogenität der Mischung, aber auch in Bezug auf die äußeren Randbedingungen sind auf Basis der bisher vorliegenden Untersuchungsergebnisse keine eindeutigen Zusammenhänge vorhanden. Hinzu kommt, dass aus versuchstechnischen Gründen, insbesondere um die Versuchsdauer möglichst kurz zu halten, die Ettringitbildung meist durch internen bzw. externen Sulfatangriff herbeigeführt wurde. Aus dem Anwendungsgebiet der Baugrundverbesserung sind bisher kaum Untersuchungen dokumentiert (Katzenbach et al., 2004; Katzenbach & Weidle, 2004; Katzenbach & Weidle, 2005).

5 Wirkung der schädigenden Ettringitbildung in der Baugrundverbesserung

5.1 Schadensfälle und Schadensbilder

In der Literatur sind zahlreiche Schadensfälle infolge schädigender Ettringitbildung in Boden-Bindemittel-Gemischen dokumentiert. Die ersten Berichte hierzu stammen aus den späten 50er bis frühen 60er Jahren des 20. Jahrhunderts (Sherwood, 1962; Guideline for Stabilization of soils containing sulfates, 2000). Die dokumentierten Schadensfälle traten vorwiegend im Zuge von Bodenverbesserungs- bzw. Bodenverfestigungsmaßnahmen im Verkehrswegebau auf, d.h. der Bindemittelgehalt in den Gemischen lag zwischen rd. 2 Gew.-% und 6 Gew.-%. In den meisten Fällen wurde den Böden Kalk als Bindemittel zugegeben. Schäden in Zusammenhang mit der Verwendung von hydraulischen Bindemitteln (Zement) sind dagegen nur wenige dokumentiert (Rollings & Rollings, 2003).

Da die schädigende Ettringitbildung zeitverzögert einsetzt, werden die Schäden auch erst einige Zeit nach Herstellung bemerkt bzw. visuell erkennbar. Die in der Literatur dokumentierten Schäden wurden wenige Monate bis maximal zwei Jahre nach Fertigstellung der Baumaßnahme festgestellt.

Bild 5.1 zeigt beispielhaft zwei typische Schadensbilder an Fahrbahndecken aus Asphaltbeton oberhalb einer Bodenverbesserung. Die (un-)regelmäßige Wellenbildungen längs und quer zur Fahrbahnachse, die Risse in der Fahrbahndecke und die horizontalen Verschiebungen einzelner Fahrbahnteile gegeneinander wurden von den Autoren auf massive Volumenveränderungen im Untergrund zurückgeführt (z.B. Dermatas, 1995; Mitchell, 1986; Mitchell, 1976; Puppala et al., 1999; Petry & Little, 1992; Bossenmaier, 2001). Bei starren Bauteilen wurde dagegen häufig eine Verkipfung beobachtet, die z.B. durch unterschiedliche Kubaturen des quellenden Boden-Bindemittel-Gemisches oder durch ungleichmäßige Volumenzunahmen innerhalb der Kubatur resp. innerhalb des Gemisches verursacht wurden (Keller et al., 2002; Thomas et al., 1989; Rollings & Rollings, 2003).

Alle genannten Schäden konnten aufgrund umfangreicher bodenmechanischer und mineralogischer Analysen eindeutig auf Expansionsprozesse infolge von Ettringitbildung im erhärteten Boden-Bindemittel-Gemisch zurückgeführt werden. Diese führten dazu, dass die erforderliche Tragfähigkeit der Boden-Bindemittel-Gemische nicht mehr vorhanden war und/oder angrenzende Bauteile durch die Volumenzunahme in ihrer Tragfähigkeit bzw. Gebrauchstauglichkeit beeinträchtigt wurden.



Bild 5.1 *links:* Riss in der Fahrbahndecke infolge von ca. 30 cm Hebung der Fahrbahn über einer Bodenverbesserung
rechts: Aufgebrochene Betondecke infolge ungleichmäßiger Volumenzunahmen des Unterbaus aus Boden-Bindemittel-Gemisch (aus Hunter, 1988)

5.2 In-situ-Quelldehnungen von Boden-Bindemittel-Gemischen

Die Größenordnung der beobachteten Hebungen bei Schäden an Boden-Bindemittel-Gemischen infolge Ettringitbildung ist extrem unterschiedlich. Von den verschiedenen Autoren wurden Hebungen von bis zu 30 cm dokumentiert, was bezogen auf die Gesamthöhe des verbesserten Bodenkörpers einer Quellung von 20 % bis 200 % der Ausgangshöhe entspricht. In Tabelle 5.1 sind die diesbezüglichen Messergebnisse aus der Literatur zusammengestellt.

Über Messdaten zu Quellraten über einen längeren Zeitraum wird einzig von Bossenmaier (2001) berichtet. Bei einer Straßenbaumaßnahme wurde eine Bodenverbesserung des aus Gipskeuper-Bruchmaterial erstellten Untergrundes mit Weißfeinkalk durchgeführt. Die anschließend aufgetretenen Quellraten lagen zu Beginn bei 5 bis 10 mm/Monat und reduzierten sich nach mehreren Monaten auf 1 bis 2 mm/Monat.

Zusätzlich gibt es viele Schäden, die zwar durch Ettringitbildung im erhärteten Boden-Bindemittel-Gemisch entstanden sind, die jedoch hinsichtlich des Schadensausmaßes im Boden-Bindemittel-Gemisch selbst, aber auch hinsichtlich der Auswirkungen auf die Umgebung (z.B. unmittelbar angrenzende Bebauung) nur wenig präzise beschrieben wurden (vgl. Ksaibati & Huntington, 1999).

	gemessene Hebungen	Höhe h des verbesserten Bodenkörpers	Quelldelhnung bezogen auf die Ausgangshöhe h	Tonminerale im Boden
	[m]	[m]	[%]	
Keller et al. (2002) Knopp & Moormann (2016a)	0,11 (max. 0,3)	0,2	55	Illit u. Corrensit
Keller et al. (2002)	0,3	1,5	20	Illit u. Corrensit
Ksaibati & Huntington (1999)	0,18	0,25	72	Illit u. Kaolinit
Dermatas (1995) Mitchell & Dermatas (1992)	0,3	0,3	100	k.A.
Rollings & Rollings (2003)	0,3	0,15/ 0,2	150 - 200	Smectite, Kaolinit-Smectit
Rollings & Rollings (2003)	0,05	0,15	33	Smectite
Puppala et al. (1999)	0,05 / 0,3	0,1 / 0,25	50 - 120	k.A.
Rollings et al. (1999)	0,063	0,15	42	Halloysit, Kaolinit, Smectit
Hunter (1988)	0,0762	0,127	60	Sepiolith, Montmorillonit
Hunter (1988)	0,1524	0,2032	75	Sepiolith, Montmorillonit
Huntington et al. (1995)	k.A.	0,254		k.A.
Rollings & Rollings (2003)	k.A.	k.A.		Kaolinit, Chlorit
Katzenbach et al. (2004)	> 0,36	7,5	5	Muskowit

Tabelle 5.1 Zusammenstellung der detailliert dokumentierten Schadensfälle aus der Literatur

Generell gilt, dass die größten Schäden auftreten, wenn das Boden-Bindemittel-Gemisch mit Regen- oder Grundwasser in direkten Kontakt kommt. Dies ist neben den Außenflächen des verbesserten Bodenkörpers auch verstärkt im Bereich von Fugen oder Versickerungsmulden der Fall. Tendenziell sind die dokumentierten Schäden bei Verwendung von hydraulischen Bindemitteln, wie z.B. Portlandzement, geringer als beim Einsatz von Kalk. Die schädigende Ettringitbildung wird von den Autoren immer mit einem erhöhten Sulfatgehalt in Verbindung gebracht. Als Sulfatquelle wird meist Gips, gelegentlich auch Pyrit im Baugrund genannt. In einem Fall war sulfathaltiges Zugabewasser der Auslöser für die Ettringitbildung (Rollings et al., 1999). Die Sulfat-

konzentrationen liegen bei den dokumentierten Schadensfällen zwischen 0,1 % SO₃ und mehr als 2,5 % SO₃ im Wasser bzw. Boden.

Die Schäden traten sowohl bei der Bodenverbesserung in grob- als auch feinkörnigen Böden auf. In einem Fall wurde gebrochener Gipskeuper als Boden verwendet. In nahezu allen Fällen enthielten die Böden Tonminerale in Mengen zwischen 3 Gew.-% und 6 Gew.-%. Neben den 1:1-Schichtsilicaten Kaolinit und Halloysit wurden auch Minerale des 2:1-Schichttyps (Dreischichtsilicate) der Smectitgruppe (z.B. Montmorillonit), Illitgruppe und der Glimmergruppe (Muskowit, Biotit, Corrensit), Vierschichtsilicate (Chlorit) sowie Tonminerale der Sepiolith-Gruppe, untergeordnet auch Kaolinit-Smectit-Verbindungen aus der Gruppe der Wechsellagerungsverbindungen identifiziert.

Mittels röntgenographischer Untersuchung wurden an den geschädigten Boden-Bindemittel-Gemischen Ettringitmengen zwischen 5 Gew.-% und 20 Gew.-%, in Bereichen mit Staunässe bis zu 45 Gew.-% nachgewiesen. In einigen Fällen wurde neben Ettringit auch Thaumazit, Monosulfat oder Gips festgestellt.

Insgesamt können anhand der Literaturquellen für die Größen Quellmaß bzw. Quelldehnung, Bodenart (hier insbesondere: Tonmineralgehalt), Bindemittelart und -gehalt und Sulfatgehalt keine konkreten Zusammenhänge abgeleitet werden. Dies liegt zum einen an der vergleichsweise geringen Anzahl an ausreichend detailliert dokumentierten Schadensfällen, zum anderen kann nicht von einer Vergleichbarkeit der Fälle ausgegangen werden, da die jeweiligen Rand- und Umgebungsbedingungen, die ihrerseits die Ettringitbildung sowie den anschließende Schadensfortgang maßgeblich beeinflussen, sehr unterschiedlich sind.

Der Nachweis, dass die Ursache der o.g. Schäden tatsächlich in der Volumenzunahme des Boden-Bindemittel-Gemisches in Verbindung mit Ettringitbildung liegt, kann nur an Proben aus dem erhärteten Gemisch erfolgen. Im Betonbau werden zur Schadensanalyse vor allem Netzrissbildungen als erste Indizien herangezogen (Idorn, 2002), wobei gerade dieses Schadensbild auch durch andere schädigende Reaktionen, z.B. durch Alkali-Kieselsäure-Reaktion oder durch zeitlich begrenzte und nicht vermeidbare Schrumpfungsvorgänge im Bindemittel verursacht sein kann. Weitere, bereits mit bloßem Auge erkennbare Indizien können sein:

- weiße Phasenneubildungen in Rissen, Gefügaporen, ringförmig um Bodenkörner oder auf Trennflächen,
- weiße, kristalline Krusten auf Bruchflächen,
- große Anzahl an Klüften und Rissen anstelle eines homogenen, zusammenhängenden Gefüges,
- oberflächliche Abplatzungen.

Abplatzungen an der Außenfläche des Gemisches können ein Hinweis auf Ettringitbildung durch externe Stoffzufuhr aus dem Boden bzw. Grundwasser sein, während feine Rissbildung eher auf die Reaktion der Stoffe innerhalb des Gemisches schließen lassen (Cordon, 1962).

Als mögliche Messgrößen können die Veränderungen in der Kubatur infolge Abplatzungen oder die Tiefe der Risse bzw. die Dicke der beschädigten Schicht herangezogen werden (Santhanam et al., 2001). Hierzu sowie zur Probengewinnung für anschließende Laboruntersuchungen müssen Materialproben sowohl aus dem oberflächennahen Bereich als auch aus dem Inneren der Kubatur (i.d.R. durch Kernbohrungen) entnommen werden. Volumen- bzw. Verschiebungsmessungen können sowohl in-situ direkt am verbesserten Boden-Bindemittel-Gemisch als auch an den Kernproben im Labor erfolgen.

Der tatsächliche Nachweis, dass der Schaden durch schädigende Ettringitbildung verbunden mit einer Volumenzunahme des Boden-Bindemittel-Gemisches verursacht wird, kann nur durch die Kombination aus röntgenographischer Analyse der Zusammensetzung des Boden-Bindemittel-Gemisches inkl. eindeutiger Identifizierung des Minerals Ettringit und der Messung von zeitvarianten Volumenänderungen bzw. Verschiebungen erfolgen. Der Nachweis von Ettringit im Gemisch alleine ist noch kein hinreichender Beweis für die Schädigung (Ozol & Strand, 2000 sowie Neville, 2004). Solange die Ettringitkristalle lediglich den vorhandenen Hohlraum (Poren, Klüfte u.ä.) im Boden-Bindemittel-Gemisch füllen, sich also kein Quelldruck aufbaut, ist keine schädigende Wirkung zu erwarten. Erst wenn die Festigkeit beeinträchtigt wird und/oder Volumenzunahmen auftreten, kann von einer Schädigung durch Ettringitbildung gesprochen werden.

Die Bildung von Ettringit ist also die notwendige Bedingung für den Schaden, was im Umkehrschluss bedeutet, dass der Schaden vermieden werden kann, wenn die Kristallisation von Ettringit unterbunden wird (Pettry & Little, 1992).

Auf die Möglichkeit der Nachbildung des Schadens im Labor durch Herstellung von so genannten Laborproben und die damit verbundenen Schwierigkeiten insbesondere bezüglich der Übertragbarkeit auf die Verhältnisse in-situ wird später noch eingegangen. Nach derzeitigem Kenntnisstand ist eine nachträgliche Ermittlung des Mechanismus', der zur schädigenden Ettringitbildung führt, nur durch Eingrenzung möglicher chemischer und physikalischer Vorgänge unter Anwendung des Ausschlussverfahrens möglich. Hierzu ist in der Regel die Kombination von chemischen, analytischen und mechanischen Untersuchungen erforderlich (Idorn, 2002).

Neben den in der Literatur dokumentierten und hier beschriebenen Schadensfällen ist davon auszugehen, dass eine unbekannte Anzahl an Fällen von schädigender Ettringitbildung existieren, die nicht richtig zugeordnet bzw. überhaupt nicht erkannt worden sind, wenn z.B.

- die Ettringitbildung vor Eintritt von merkbaren Schäden zum Stillstand gekommen ist;
- die Bauhilfskonstruktion aus Boden-Bindemittel-Gemisch keinen direkten Kontakt zum eigentlichen Bauwerk (z.B. tiefliegende Düsenstrahlsohle als Dichtsohle für die Baugrube) besitzt;
- durch die zeitverzögert auftretende Ettringitbildung die Beschädigung der Bauhilfskonstruktion aus Boden-Bindemittel-Gemisch nicht mehr relevant ist (z.B. bei temporären Abdichtungsmaßnahmen).

Rollings et al. (1999) sowie Keller et al. (2002) berichten zudem über Fälle, in denen die beobachteten Volumenzunahmen allein auf die bekannteren Phänomene des Tonquellens oder auf die Anhydrit-Gips-Umwandlung zurückgeführt worden sind, ohne das Phänomen der Ettringitbildung in Erwägung zu ziehen bzw. durch Analysen auszuschließen. Zudem ist davon auszugehen, dass insbesondere Hebungsschäden an angrenzenden Bauteilen ohne weitere Analyse auf Mängel in der Herstelltechnik der Baugrundverbesserung sowie auf Belastungsänderungen infolge Aushub- und Bauarbeiten zurückgeführt wurden.

5.3 Quellverhalten von Boden-Bindemittel-Gemischen unter Laborbedingungen

5.3.1 Definition

Last- und temperaturunabhängige Verformungen, die nach dem Kontakt bzw. Mischen von zementhaltigen Bindemitteln mit Wasser und ggf. mit anderen Materialien (hier: Boden) auftreten, werden durch chemische und/oder physikalische Vorgänge hervorgerufen, die sich gegenseitig überlagern und somit nicht strikt voneinander getrennt betrachtet werden können. Die physikalisch bedingten Verformungen wirken sich über den Porenraum aus und können reversibel sein. Die chemisch bedingten Verformungen werden durch chemische Prozesse in direkter Verbindung mit dem Bindemittel verursacht und sind in der Regel irreversibel.

In der Beton- und Zementtechnologie werden die zumindest zum Teil reversiblen Verformungen als Quellen und Schwinden, die irreversiblen Verformungen als Treiben und Schrumpfen bezeichnet (vgl. Kapitel 4.6.4). Die Begriffe Quellen und Schwinden bezeichnen die Formänderung (Volumenzu- bzw. -abnahme) durch Feuchtigkeitsände-

rungen (Locher, 2000). Das durch chemische Reaktionen hervorgerufene Treiben wird auch als chemische Dehnung bezeichnet. Der Nachweis, dass keine schädigenden Expansionsvorgänge bzw. kein Treiben im Beton bzw. Zementstein stattfinden, ist normativ durch den Nachweis der Raumbeständigkeit (DIN EN 196-3) geregelt.

In der Geotechnik werden für die Volumenzunahme unterschiedliche Begriffe verwendet. In der zwischenzeitlich zurückgezogenen DIN 18135 wurde der Begriff des Quellens für die Zunahme der Probenhöhe durch Wasseraufnahme in die Mineralstruktur definiert, wobei per Definition ausdrücklich sowohl die Wassereinlagerung in Tonminerale als auch chemische Vorgänge, wie z.B. Anhydritquellen eingeschlossen waren. Als Schwellen wurde dagegen die Zunahme der Probenhöhe infolge Abnahme der effektiven Spannung bezeichnet. Eine Unterscheidung, ob die Wasseraufnahme physikalisch oder chemisch erfolgt, wird hier nicht getroffen, so dass das bodenmechanische Quellen im betontechnischen Sinne sowohl das Quellen als auch das Treiben beinhalten kann. In DIN EN ISO 17892-5 wird der Begriff des Schwellens sowohl für Dehnungen infolge Verminderung der Spannung als auch infolge Zunahme im Wassergehalt verwendet.

Die lastunabhängige Reduzierung des Volumens wird gemäß DIN 18135 als Sackung bezeichnet, wobei hier explizit auf Wasserzutritt bei teilgesättigten Böden und Erschütterungen bei locker gelagerten, nichtbindigen Böden Bezug genommen wird.

Im Rahmen dieser Arbeit wird der Begriff Quellen in Anlehnung an die Definition nach DIN 18135 für die zeitabhängige und lastunabhängige Volumenzunahme bei erhärteten Boden-Bindemittel-Gemischen verwendet, d.h. für alle im Zuge der Untersuchungen beobachteten Volumenzunahmen. Das Quellen selbst wird in physikalisches Quellen durch Änderungen im Wassergehalt und in chemisches Quellen durch Bildung von Ettringitkristallen unterschieden. Beide Quellvorgänge können zu irreversiblen Schäden in der Gefügestruktur führen.

Sofern für die, in einigen Fällen bei der Probenlagerung im Wasserbad beobachteten Volumenverkleinerungen Austrocknungsvorgänge verantwortlich sind, werden diese in Anlehnung an die betontechnologische Benennung als Schwinden bezeichnet. Für Volumenverkleinerungen infolge chemischer Prozesse wird der Begriff Schrumpfen verwendet.

Als Quellpotential wird allgemein die Fähigkeit eines Stoffes zum Quellen verstanden. Die zugehörigen messbaren und zeitabhängigen Größen sind das Quellmaß $\Delta h_q(t)$ und der Quelldruck $\sigma_q(t)$.

Als Quelldehnung $\varepsilon(t)$ wird der Quotient aus dem Quellmaß $\Delta h_q(t)$ und der Probenanfangshöhe h_0 bezeichnet.

$$\varepsilon_q(t) = \frac{\Delta h_q(t)}{h_0} \quad [\%] \quad (\text{Gl. 5.1})$$

Das Quellmaß hängt neben der Quellzeit auch von der *Druckspannung* σ ab. Die Druckspannung σ ergibt sich aus dem Quotient der axialen Druckkraft F und dem Probenquerschnitt A .

$$\sigma = \frac{F}{A} \quad [\text{kN/m}^2] \quad (\text{Gl. 5.2})$$

Der Endwert wird als Quelldehnung ε_q zum Zeitpunkt t_q und mit dem Begriff Quellrate die Quelldehnung pro Zeiteinheit bezeichnet. Der Quelldruck σ_q ist der Druck, der zur Verhinderung der Volumenänderung zum Zeitpunkt t_q erforderlich ist. Der Quelldruck wird im Quelldruckversuch bei Behinderung der Quelldehnung bestimmt.

Die Quelldehnung ε_q wird im Quellhebungsversuch unter einer vorgegebenen konstanten Druckspannung σ ermittelt. Bei den Versuchen zur Ermittlung der ungehinderten Quelldehnung beträgt die Druckspannung lediglich die versuchstechnisch notwendige Mindestspannung (i.d.R. maximal 5 kN/m^2).

Wie oben beschrieben werden negative Quelldehnungen als Schrumpfen bzw. Schwinden ε_s bezeichnet.

Die zeitliche Entwicklung des Quellens infolge Ettringitbildung bei Zement-Prismen (Probenalter zu Beginn des Versuchs: 28 d) unter Laborbedingungen verläuft charakteristisch in Form einer S-Kurve. Sie wird von Müllauer (2013) in die Phase 1 der sogenannten freien Dehnung, die Phase 2 mit exponentiell zunehmender Dehnung und die Phase 3 mit nur noch geringer Dehnung unterteilt (Bild 5.2). Ein ähnlicher Kurvenverlauf ist unter Laborbedingungen prinzipiell auch bei Boden-Bindemittel-Gemischen infolge Ettringitbildung zu erwarten.

Bei Verwendung der Versuchsanordnung in Anlehnung an den Pulverquellversuch von Thuro (1993) zur Bestimmung der Quelldehnung wird der Boden ofentrocken als Pulver aufbereitet und mit dem Bindemittel und Wasser vermischt. Die mit dem Pulverquellversuch erfassten Quelldehnungen beinhalten somit auch Effekte aus der Wasseranlagerung an Ionen und Körner sowie weiterer Hydratationseffekte (Knopp & Moormann, 2016a). Die eigentliche Quelldehnung infolge Ettringitbildung $\varepsilon_{\text{vol,ett}}$ tritt erst verzögert und nach einer Stagnationsphase auf (vgl. Bild 5.3).

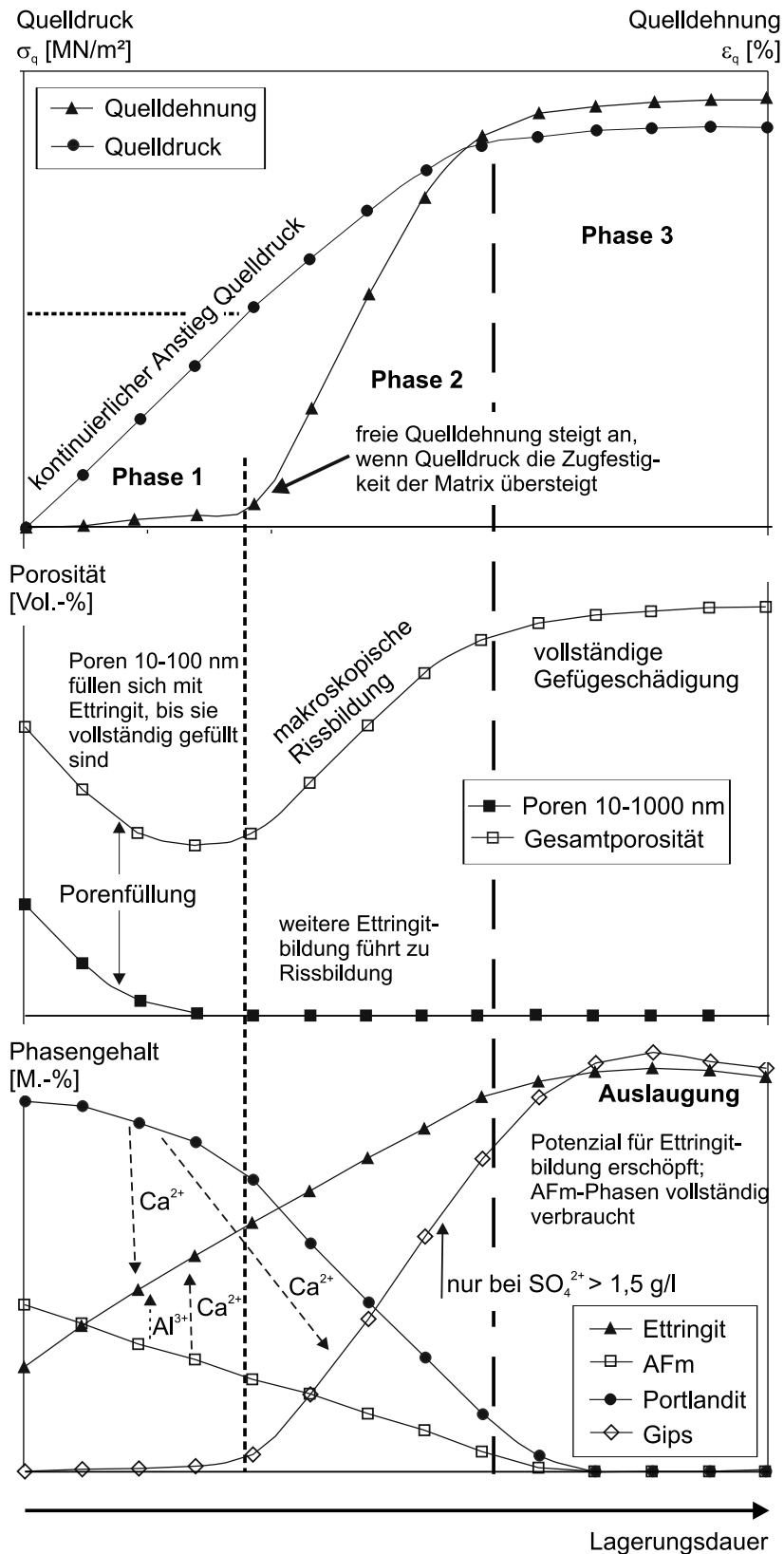


Bild 5.2 Schematische, qualitative Darstellung des Quellverhaltens von Mörtelproben infolge schädigender Ettringitbildung (nach Müllauer, 2013)

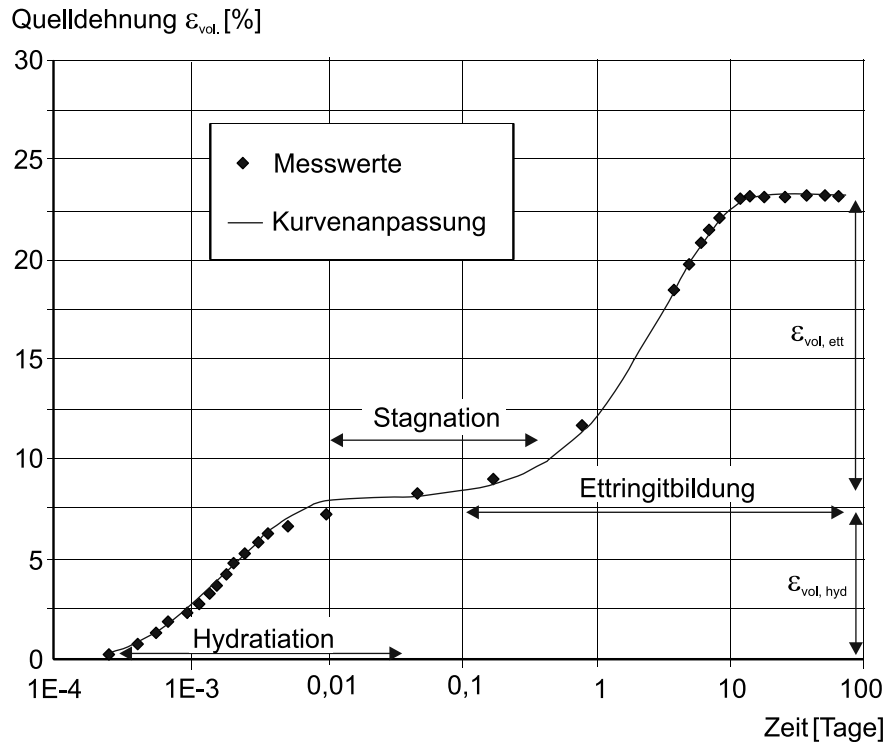


Bild 5.3 Qualitative, zeitabhängige Quelldehnung einer Probe mit Weißfeinkalk in Lagerungswasser mit 5.000 mg/l Sulfat (aus Knopp & Moormann, 2016a)

5.3.2 Anforderungen an Probennahme und Versuchsrandbedingungen

Bei der Untersuchung von in-situ Proben aus einem Boden-Bindemittel-Gemisch auf mögliche schädigende Ettringitbildung sind die Randbedingungen, denen das Boden-Bindemittel-Gemisch vor Probennahme bereits ausgesetzt war und die möglicherweise zu Vorschädigungen der Gefügestruktur resp. bereits zu Ettringitbildung geführt haben, zu berücksichtigen, da sie bei den anschließenden Quellversuchen im Labor den Quelldehnungsverlauf maßgeblich beeinflussen. Neben den mischungs- und herstellbedingten Einflüssen sind auch wetter- und jahreszeitlich bedingte Temperaturschwankungen sowie Änderungen im Wassergehalt durch schwankende Grundwasserspiegel zu nennen.

Unabhängig davon, ob die zu untersuchenden Proben in-situ aus einem verbesserten Bodenkörper entnommen werden oder die Proben unter Laborbedingungen hergestellt werden, sind folgende grundsätzliche Zusammenhänge zu berücksichtigen:

- Der Wassergehalt des Boden-Bindemittel-Gemisches beeinflusst den Quellprozess. Daher muss dieser den in-situ-Gegebenheiten entsprechen, die Probe muss ggf. gegen Austrocknen geschützt werden. In Abhängigkeit der mit den Laborversuchen zu klärenden Fragestellungen sind die Schwankungen im Wassergehalt im Labor zu simulieren.
- Die Umgebungstemperatur beeinflusst den Quellprozess. Die Schwankungen vor Ort müssen im Labor nachgebildet werden (siehe oben).
- Der in-situ-Spannungszustand beeinflusst den Quellprozess. Dies ist bei der Versuchskonzeption im Labor zu berücksichtigen.
- Einspanneffekte aus der Versuchsanordnung sind zu vermeiden.
- Die Versuchsdauer zur Ermittlung von maximaler Quelldehnung und maximalem Quelldruck kann bis zu mehreren Jahren betragen.

Zur Beantwortung der baupraktisch relevanten Fragen,

- durch welche Stoffe und chemischen Reaktionen die schädigende Ettringitbildung verursacht wird,
- ob unter den jeweiligen projektspezifischen Randbedingungen und bei Verwendung des Baugrunds und Grundwassers als nicht zu beeinflussende Komponenten in Verbindung mit den gewählten Bindemitteln die schädigende Ettringitbildung zu erwarten ist,
- wie groß die zu erwartenden Schäden infolge Quelldehnung bzw. Quelldruck sein werden,
- welchen Einfluss diese Schäden auf die Gebrauchstauglichkeit bzw. Tragfähigkeit der Konstruktion aus Boden-Bindemittel-Gemisch haben,
- ob die Quellungen bei einem bereits eingetretenen Schaden tatsächlich durch schädigende Ettringitbildung verursacht werden

ist im Labor zunächst von einer worst-case-Situation mit vereinfachten, vereinheitlichten Randbedingungen auszugehen. Hierzu gehört u.a. die Wassersättigung der Probe, um ein ausreichendes Wasserangebot für die Bildung der Ettringitkristalle zu gewährleisten. Sowohl bei in-situ-Proben als auch bei Laborproben liegt zu Versuchsbeginn meist keine vollständige Wassersättigung vor. Infolge Wassersättigung zu Versuchsbeginn kommt es zu Expansionsvorgängen in der Probe, die als physikalisch bedingtes Quellen aufgefasst werden können. Diese Annahme geht davon aus, dass die Sättigung des Porenraums ein rein physikalischer Vorgang ist, der den weiteren Versuchsablauf insofern beeinflusst, dass das aus der Wassersättigung resultierende Quellen u.U. zu Vorschädigungen (Haarrisse) in der Gefügestruktur des Boden-Bindemittel-Gemisches führen kann. Chemische Einflüsse werden in diesem Versuchsstadium vernachlässigt.

5.3.3 Ergebnisse von Quelldehnungsversuchen

Versuche zum qualitativen und quantitativen Quellverhalten von Boden-Bindemittel-Gemischen in gipshaltigen Böden wurden von Roy et al. (2003) und Wang et al. (2004) durchgeführt. Es wurden Proben aus Winn Rock Soil, einem anhydrithaltigen Kies mit einem Tonmineralanteil (Kaolinit und Illit) von ca. 2 M.-%, und Portlandzement mit einem Bindemittelgehalt zwischen 5 Gew.-% und 20 Gew.-% hergestellt und die Volumenänderung der Proben bei unterschiedlichen Feuchte- und Temperaturbedingungen über eine Gesamtdauer von 100 Tagen beobachtet. Alle Proben zeigten Quelldehnungen infolge schädigender Ettringitbildung. Der Quellprozess setzte sofort nach Herstellung (Anmischen) der Proben ein, die Quelldauer variierte je nach Bindemittel- und Feuchtegehalt. Die maximale Quelldehnung von 6 % wurde bei einer Probe mit 20 Gew.-% Portlandzement beobachtet. Insgesamt zeigte sich ein qualitativer Zusammenhang zwischen zunehmendem Quellpotenzial und zunehmender Feuchtigkeit und Temperatur.

Im Zuge eines Schadensfalls bei einer Bodenverbesserung in gipshaltigem Boden wurden Laboruntersuchungen zum Quellverhalten von Hunter (1988) sowie von Mitchell & Dermatas (1992) durchgeführt. Der Boden besteht aus einem Gemisch aus Ton (Kaolinit bzw. Montmorillonit) und Quarzsand im Mengenverhältnis 3 : 7. Als Bindemittel wurde bis zu 7 Gew.-% Kalk verwendet. Sulfat wurde der Mischung in Form von Natriumsulfat (bis 2 Gew.-%) und alternativ Gips (bis 10 Gew.-%) zugegeben. Als Referenzproben wurden Mischungen ohne zusätzliches Sulfat in 1-%iger Natriumsulfatlösung gelagert. Die Lagerungstemperatur für die Proben lag zwischen 4 °C und 90 °C, die Versuchsdauer betrug maximal 180 Tage.

Nach Hunter (1988) zeigten die Kalk-Boden-Gemische bei Lagerung in der 1 %-igen Sulfatlösung ein weitgehend konstantes Quellverhalten; die Quellrate betrug im Mittel 0,1 % pro Tag bei einer versuchstechnisch bedingten Mindestspannung von 4,8 kN/m². Die maximal gemessenen Quelldehnungen betrugen 12 % bei Versuchsende nach 180 Tagen. Die Vergleichsproben mit 2 % Natriumsulfat in der Mischung und Lagerung in sulfatfreiem Wasser zeigten im gleichen Zeitraum Quelldehnungen von maximal 6 %.

Mitchell & Dermatas (1992) berichten ebenfalls über die Laborversuche zur Untersuchung des Quellprozesses an den oben beschriebenen Kalk-Boden-Gemischen. Für die von ihnen durchgeführten Quellversuche wurden die Proben zunächst in ein Sandbett eingegraben und bei 100 % relativer Luftfeuchte gelagert. Der Wassergehalt der Boden-Bindemittel-Gemische zu Versuchsbeginn ist mit 11,5 % - 16,5 % für die Proben mit Kaolinit und mit 19,7 % - 23,4 % für die Proben mit Montmorillonit angegeben.

Alle Proben mit einem Bodengemisch aus Kaolinit und Quarzsand, die nach 30 Tagen Lagerung im Sandbett in ein Wasserbad gelegt wurden, zeigten Quelldehnungen von 2 % bis 5 %. Der Quellprozess setzte sofort bei Kontakt mit dem Lagerungswasser ein und war bereits nach zwei Tagen abgeschlossen. Begleitet wurden die Quellungen von augenscheinlichen Auflösungserscheinungen im Gefüge der Proben. Der von den Autoren angegebene kurze Zeitraum des Quellens ist ein Indiz dafür, dass es sich bei dem beobachteten Quellprozess hauptsächlich um physikalische Effekte durch die Sättigung der Proben mit Wasser handelt. Der Hydratationsprozess war aufgrund des o.g. vergleichsweise geringen Wassergehaltes bei Probenherstellung offenbar noch nicht ausreichend weit fortgeschritten, so dass das Gefüge allein durch die (physikalische) Aufnahme von Wasser zerstört wurde. Bei den Vergleichsproben, die nach 6 Monaten Lagerung im Sandbett ins Wasserbad gegeben wurden, dauerte der beobachtete Quellprozess zwischen 4 und 15 Tage. Die maximalen Quelldehnungen betrugen knapp 20 %. Die Autoren führen den hier beobachteten Quellprozess auf die Umwandlung von Monosulfat in Ettringit zurück. Eine Referenzprobe, die erst nach 20 Monaten aus dem Sandbett ins Wasserbad verbracht wurde, zeigte noch etwas größere Quelldehnungen als die Proben, die 6 Monate im Sandbett gelagert worden waren. Der Einfluss der oben beschriebenen, zeitabhängigen Änderung in der Festigkeit wird von den Autoren nicht weiter betrachtet.

Die von den Autoren am Bodengemisch aus Montmorillonit und Quarzsand durchgeführten Quellversuche zeigten lediglich physikalisch bedingte Quellungen ganz zu Beginn der Wasserlagerung, die auch nur an denjenigen Proben beobachtet werden konnten, die bereits einen Tag nach Herstellung ins Wasserbad gelegt wurden. Eine Abhängigkeit zwischen mikroskopisch bestimmtem Ettringitgehalt und Quellmaß konnte an diesen Proben nicht festgestellt werden. Optische Auflösungserscheinungen des Gefüges wie an den Proben mit Kaolinit und Quarzsand wurden ebenfalls nicht beobachtet.

Die Quellungen, die von Keller et al. (2002) an Boden-Bindemittel-Gemischen aus Mergel, Weißfeinkalk und Gips bei Lagerung in Wasser beobachtet wurden, beginnen bereits wenige Stunden nach Beginn der Wasserlagerung und sind nach rund 300 Tagen beendet. Sie werden von den Autoren ohne nähere Spezifizierung vollständig der Ettringit- bzw. Thaumasitbildung zugeordnet. Die beobachteten Quelldehnungen liegen je nach Tonmineralart und Verwitterungsgrad des Mergels zwischen 38 % und 68 %. Vergleichsversuche unter konstanter Belastung von 100 kN/m² führten zu erheblich kleineren Quelldehnungen, die vollständige Verhinderung von Quelldehnungen konnte in dieser Versuchsanordnung jedoch nicht erreicht werden, so dass der sich aufbauende Quelldruck σ_q jedenfalls 0,1 MN/m² übersteigt.

Von Azam et al. (2000) wurden an Boden-Bindemittel-Gemischen aus smectithaltigem Ton und Anhydrit bzw. Gips infolge Ettringitbildung Quelldehnungen von 2 % bis 34 % dokumentiert.

Bei den von Knopp & Moormann (2016a, 2016b & 2017) durchgeführten Pulverquellversuchen wurden insgesamt vier verschiedene tonmineralhaltige Böden untersucht, wovon in zwei Böden bereits Sulfate enthalten waren (Boden WTVQII mit 43 % Gips und rd. 9 % Anhydrit, Boden GBET mit 8 % Gips). Den anderen Böden wurde Sulfat in Form von Calciumsulfat-Dihydrat in Mengen bis maximal 10.000 mg/l zugegeben. Als Bindemittel wurden die Portlandzemente CEM I 32,5 R, CEM I 42,5 R, CEM I 42,5 R-SR sowie Weißfeinkalk verwendet, der Bindemittelgehalt wurde zwischen 4 M.-% und 8 M.-% variiert. Für die Auswertung der Quelldehnungen wurde jeweils nur der Anteil aus Ettringitbildung $\varepsilon_{\text{vol, ett}}$ (vgl. Bild 5.3) herangezogen. Die maximalen Quelldehnungen lagen bei maximal 26 % für die Mischungen mit Weißfeinkalk und bei maximal 16 % bei den Mischungen mit Portlandzement CEM I 32,5 R. Durch die Verwendung von sulfatbeständigem Portlandzement CEM I 42,5 R-SR konnten die Quelldehnungen bei höherem Sulfatgehalt im Boden zwar etwas reduziert, die Ettringitbildung aber aufgrund der in den Mischungen vorhandenen Tonmineralen nicht vollständig verhindert werden.

Petry & Little (1992) berichten über Versuche an Boden-Bindemittel-Gemischen aus Kalk und nicht näher spezifiziertem Boden. Das Quellverhalten wurde bei voller Wassersättigung ohne Behinderung der Seitendehnung beobachtet. Im Mittel wurden nach einem Zeitraum von mehr als 45 Tagen Quelldehnungen von rund 20 % in vertikaler Richtung und 9 % in horizontaler Richtung gemessen. Die maximalen Quelldehnungen sind von den Autoren mit 34 % (vertikal) und 12,5 % (horizontal) angegeben.

Ksaibati & Huntington (1999) ermittelten bei ihren Versuchen unabhängig von der Bodenart folgenden vereinfachten Zusammenhang zwischen Quelldehnung und Probenalter:

$$\varepsilon_{\text{q}}(t = 365 \text{ Tage}) = 5 \times \varepsilon_{\text{q}}(t = 28 \text{ Tage}) \quad (\text{Gl. 5.3})$$

5.3.4 Ergebnisse von Quelldruckversuchen

Nach theoretischen Berechnungen kann der Kristallisationsdruck durch Ettringitbildung im Portlandzement bei einer Temperatur von 25 °C bis zu 55,5 MN/m² betragen. Subauste & Odler (2002) berichten, dass in der Literatur Quelldrücke zwischen 60 MN/m² und 375 MN/m² angegeben werden. Sie selbst stellten im Labor Bindemittelproben her, die aufgrund ihrer chemischen Zusammensetzung (Al₂O₃ / SO₃ = 1 : 3) bei vollständiger Hydratation rund 30 Gew.-% Ettringit bilden. Bis auf wenige Ausnahmen zeigten alle Mischungen das prognostizierte Quellverhalten. Die gemessenen maximalen Quelldrücke lagen im Maximum zwischen 30 MN/m² und 200 MN/m², die entsprechenden Quelldehnungen zwischen 0,8 % und 7,0 %. Die maximalen Quelldrü-

cke und -dehnungen wurden bereits innerhalb weniger Tage nach Herstellung erreicht. Der Quelldruck fiel meist nach Erreichen des Maximalwertes leicht ab und stabilisierte sich im Laufe der Zeit auf einem niedrigeren Niveau. Insgesamt wurde bei Proben im Wasser stärkeres Quellen beobachtet als bei den Proben, die an der Luft gelagert wurden. Nach Versuchsende wurde der Ettringitgehalt des Zementsteins zu 8 % und 12 % bestimmt.

Henkel & Rost (1954) sowie Henkel (1973) berichten über Untersuchungen zum Kristallisationsdruck, der durch die Bildung von Ettringit in sulfathaltiger Calciumhydroxidlösung entsteht. Je nach Mengenverhältnis und Sulfattyp (hier Magnesium- sowie Calciumsulfat) wurden innerhalb von 15 Stunden infolge Ettringitbildung Kristallisationsdrücke zwischen 0,64 MN/m² und 20 MN/m² gemessen. Die Höhe des Kristallisationsdruckes hängt von der Bildungsreaktion ab, der größte Quelldruck trat bei der Bildung von Ettringit aus Portlandit (Ca(OH)₂) auf. Insgesamt stellen die Autoren fest, dass bei Kristallisationsdrücken über 6 MN/m² das Ettringit in seiner wasserärmeren Form mit 10 bzw. 12 H₂O-Molekülen vorliegt.

Keller et al. (2002) führten Quelldruckversuche an Gemischen aus 5 Gew.-% Weißfeinkalk, 20 Gew.-% Gips und corrensit-, illit- bzw. dolomithaltigem Mergel durch. Infolge Wasserlagerung wurde ausgehend von einer Anfangsbelastung von 0,4 MN/m² ein zusätzlicher Quelldruck von bis zu 0,025 MN/m² gemessen. Die Versuchsdauer betrug insgesamt 400 Tage; die Zunahme des Quelldruckes war zum Zeitpunkt des Versuchsendes noch nicht bei allen Proben abgeschlossen. Eine Analyse der Versuchsergebnisse zeigte, dass der Quelldruck durch die Portlanditbildung um rund 5 % bis 20 % innerhalb der ersten 36 Versuchsminuten zunimmt. Danach tritt eine Stagnationsphase von mehreren Stunden ein, bevor der Quelldruck durch die Bildung von Ettringit bzw. Thaumasit auf 0,406 MN/m² bis 0,425 MN/m² ansteigt. Demnach beginnt die quelldruckverursachende Ettringitbildung bei allen Proben rund 3 Tage nach Beginn der Wasserlagerung.

Von Kujala & Nieminen (1983) wurden Versuche mit Gipskalk, einer Mischung aus Calciumhydroxid und Halbhydrat mit tonmineralhaltigen Böden (i.w. Illit und Chlorit) durchgeführt. Mittels XRD-Analyse wurden Ettringitkristalle im Gemisch nachgewiesen. Der Quelldruck infolge Ettringitbildung wurde im Probenalter von 7 Tagen zu 0,186 MN/m² bis 0,448 MN/m² bestimmt.

Ähnliche Ergebnisse werden von Azam et al. (2000) beschrieben. Bei Mischung von smectithaltigen Tonen mit Gips wurde ein Quelldruck zwischen 0,3 MN/m² und 3,2 MN/m², bei zusätzlicher Zugabe von Anhydrit als Sulfatträger von 1,7 MN/m² bis 3,1 MN/m² gemessen.

5.3.5 Ergebnisse der Festigkeitsentwicklung

Der bei der schädigenden Ettringitbildung in Boden-Bindemittel-Gemischen durch die Kristallisation entstehende Quelldruck führt in vielen Fällen zur Reduzierung der Festigkeit, da in der Gefügematrix nur begrenzter (Poren-)Raum zur Verfügung steht. Die mehr oder weniger schnell auftretende und mit der Zeit zunehmende Zerstörung des Gefüges wurde von mehreren Autoren sowohl an Baugrund- und Bodenverbesserungsmaßnahmen in-situ als auch an Laborproben beobachtet und qualitativ beschrieben (u.a. Katzenbach et al., 2004; Rollings et al., 1999; Sherwood, 1962).

Cordon (1962) führte eine Reihe von Versuchen mit externem Sulfatangriff auf Boden-Bindemittel-Gemische durch. Als Böden wurde ein schwach schluffiger Sand (coarse-grained soil) und ein nicht näher bezeichneter bindiger Boden (fine-grained soil) verwendet. Der Sulfatgehalt der Versuchsböden ist mit 140 mg/kg bzw. 270 mg/kg angegeben. Als Bindemittel kamen insgesamt neun handelsübliche Portlandzemente zum Einsatz. Der Bindemittelanteil im Gemisch betrug zwischen 3 Gew.-% und 14 Gew.-%. Die Mischungen wurden mit optimalem Wassergehalt bei Proctordichte hergestellt. Von jeder Probenmischung wurde je eine Probe in einer 1,42 %-igen Sulfatlösung (75 % Natrium- und 25 % Magnesiumsulfat) gelagert. Die entsprechenden Vergleichsproben wurden nach 28 Tagen auf einem Versuchsgelände rund 30 cm tief in einem Bett aus schluffigem Sand mit einem Sulfatgehalt von 1,77 % bzw. 1,46 % vergraben.

Die Beurteilung der Gefügeveränderungen über die Versuchsdauer erfolgte allein anhand optischer Festigkeitsmerkmale wie z.B. Risse und Abplatzungen. Während bei Proben mit niedrigem Zementgehalt der Zersetzungsprozess des Gefüges von außen nach innen fortschreitet, tritt bei Proben mit hohem Zementgehalt zunächst eine Verdichtung des Gefüges und damit eine Erhöhung der Festigkeit auf. Letztere wird allerdings von erheblichen Quelldruckungen begleitet, so dass die Probe schlussendlich von innen heraus zerstört wird.

In einer zweiten Versuchsreihe wurde den Boden-Bindemittel-Gemischen mit einem Bindemittelanteil von 6 Gew.-% bzw. 10 Gew.-% direkt bei der Herstellung sulfathaltiges Wasser (75 % Natrium- und 25 % Magnesiumsulfat) beigemischt. Die Beurteilung der zeitabhängigen Gefügeveränderungen erfolgte diesmal anhand der einaxialen Druckfestigkeit. Die Ergebnisse zeigten, dass sehr geringe Mengen Sulfat keine bzw. leicht verfestigende Wirkung auf das Gefüge der Boden-Bindemittel-Gemische besitzen. Steigt der Sulfatgehalt über 1 %, treten zum Teil erhebliche Festigkeitsverluste auf. Insgesamt zeigten die Proben mit schwach schluffigem Sand deutlich größere Auflösungserscheinungen als die Proben mit dem bindigen Boden (Cordon, 1962).

Quantitative Daten zum tatsächlichen Festigkeitsverlust infolge der schädigenden Ettringitbildung sind nur für wenige Fälle dokumentiert. Dies ist u.a. darauf zurückzu-

führen, dass die Probengewinnung bei realen Schadensfällen meist problematisch ist, da nur bei den augenscheinlich intakten Materialproben die Druckfestigkeit getestet werden kann. Probekörper mit offensichtlichen Schäden (Bild 5.4) können wegen nicht ausreichender Festigkeit für den Einbau in die Versuchsanordnung oder wegen zu kleiner Probengröße nicht getestet werden.



Bild 5.4 Durch Ettringitbildung geschädigter, teilweise kleinstückiger Bohrkern aus einer Düsenstrahlkonstruktion

Versuche von Kumar & Rao (1995) an Betonproben, die über einen Zeitraum von 118 Tagen in sulfathaltigem Wasser gelagert wurden, zeigen mit der Zeit stetig zunehmende Festigkeitsverluste (Bild 5.5). Die als Mischung A bezeichnete Probe besteht aus 14,3 Gew.-% Portlandzement, 58,1 Gew.-% Kies und 28,6 Gew.-% Sand, bei der Mischung C liegt das entsprechende Mengenverhältnis bei 25 : 50 : 25 Gew.-%. Die Sulfatkonzentration im Lagerungswasser wurde über die Zeit stufenweise erhöht bzw. reduziert (in Bild 5.5 grau dargestellt). Alle Proben zeigen infolge der Lagerung im sulfathaltigen Wasser bis zum Versuchsende zwischen 6 % und 9 % geringere Festigkeiten als die Proben, die in sulfatfreiem Wasser gelagert wurden. Deutlich ist die Abhängigkeit zwischen Festigkeitsverlust und Sulfatgehalt im Lagerungswasser erkennbar. Die Erhöhung der Sulfatkonzentration mit zunehmender Lagerungsdauer führt zu kontinuierlich zunehmender Entfestigung, während eine hohe Sulfatbelastung des Lagerungswassers zu Beginn des Versuches (Bild 5.5 unten) einen sehr schnellen Festigkeitsverlust bewirkt. Durch die Reduzierung des Sulfatgehaltes im Lagerungswasser ist also eine Verlangsamung des Schädigungsprozesses möglich.

Der gleiche Zusammenhang gilt auch für Boden-Bindemittel-Gemische. Für die von Sherwood (1962) durchgeführten Untersuchungen zur einaxialen Druckfestigkeit wurden Boden-Bindemittel-Gemische aus 10 Gew.-% Portlandzement und Ton-Sand-Mischungen mit unterschiedlichen Mengenverhältnissen und mit unterschiedlichen Sulfatgehalten im Boden hergestellt. Die Proben wurden 7 Tage nach Herstellung (Anmischen) für weitere 7 Tage im Wasserbad (Sulfatgehalt maximal 3 % CaSO_4 bzw. MgSO_4) gelagert. In Abhängigkeit vom Tonanteil im Boden sowie vom Sulfatgehalt und vom Sulfattyp im Lagerungswasser (z.B. Na_2SO_4) wurden Festigkeitsverluste von

bis zu 80 % gegenüber denjenigen Proben ermittelt, die in destilliertem Wasser gelagert wurden. An den Tonproben (100 % London Clay) war zu Versuchsende keine Festigkeitsprüfung mehr möglich, die Proben hatten sich nahezu vollständig zersetzt (Bild 5.6). Nach Angaben des Autors waren erste Auflösungserscheinungen bereits innerhalb weniger Tage optisch erkennbar. Weitere Langzeitversuche ergaben, dass der Festigkeitsverlust im Wesentlichen innerhalb der ersten 7 Tage der Wasserlagerung auftrat. Proben ohne Tonminerale im Boden zeigten über einen Zeitraum von einem Jahr kaum Festigkeitsverluste, was auf die Verdichtung der Matrix durch die Ettringitkristallisation zurückgeführt wird. Für die tonmineralhaltigen Gemische wurde vom Autor dagegen ein direkter Zusammenhang zwischen Tonmineralgehalt und Anfälligkeit gegenüber Sulfat im Lagerungswasser festgestellt.

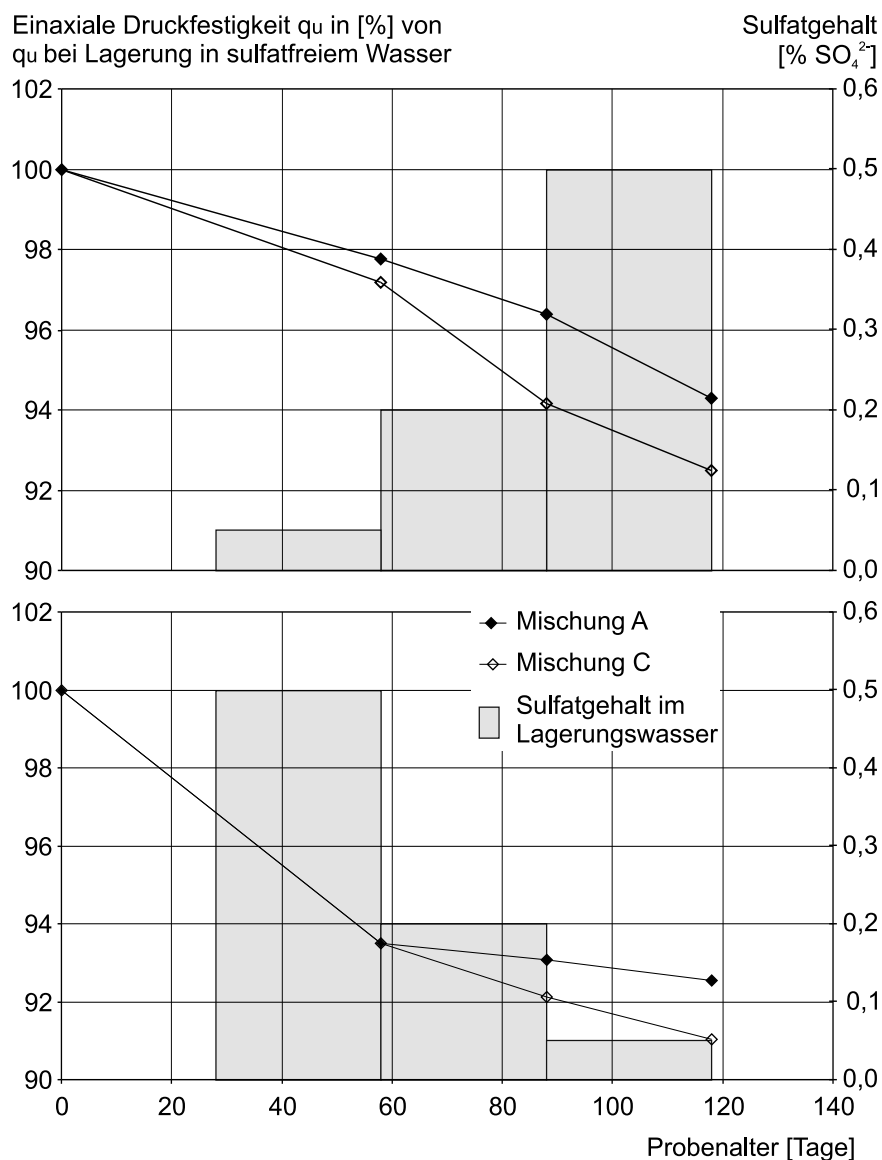


Bild 5.5 Einfluss des Sulfatgehaltes im Lagerungswasser auf die einaxiale Druckfestigkeit von Betonproben (nach Kumar & Rao, 1995)

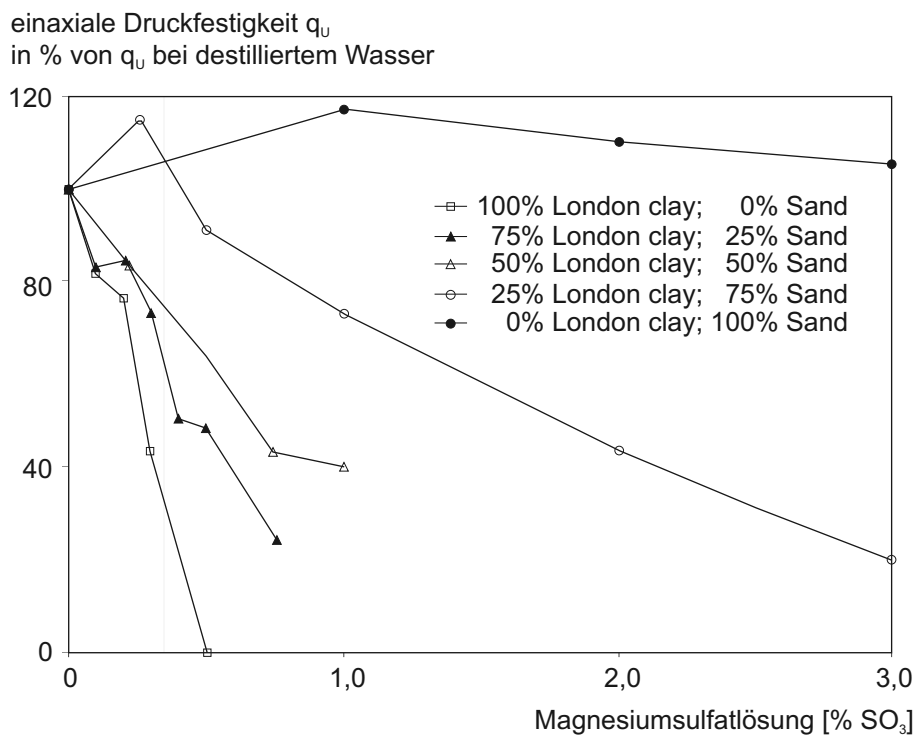


Bild 5.6 Einfluss des Sulfatgehalts im Lagerungswasser auf die einaxiale Druckfestigkeit von Boden-Bindemittel-Gemischen (nach Sherwood, 1962)

Der Einfluss von verschiedenen Tonmineralen (hier: Kaolinit und Montmorillonit) auf die Festigkeitsentwicklung bei internem Sulfatangriff wurde von Mitchell & Dermatas (1992) unter Laborbedingungen untersucht (Bild 5.7). Im Probenalter von 30 Tagen liegt die einaxiale Druckfestigkeit der Probe mit Kaolinit bei rund 0,62 MN/m², die der Montmorillonit-Sandprobe bei rund 0,95 MN/m². Während nach Aussage der Autoren die Endfestigkeit bei der Probe mit Montmorillonit mit etwa 1,7 MN/m² nach rund 150 Tagen erreicht ist, sind beim Kaolinit-Sand-Gemisch auch nach Versuchsende von 180 Tagen noch Zunahmen in der Festigkeit zu erwarten. Die Autoren vermuten, dass für die steigende Festigkeit sowohl die Ettringit- als auch die CSH-Phasenbildung verantwortlich sind. Ein Einfluss des Kalkgehaltes auf die Festigkeit konnte nicht festgestellt werden, was u.U. an der kurzen Versuchsdauer liegt. Die Erhöhung des Calciumcarbonatgehaltes (CaCO₃) führt zu leicht höheren Festigkeiten und zu einer höheren Gefügedichte.

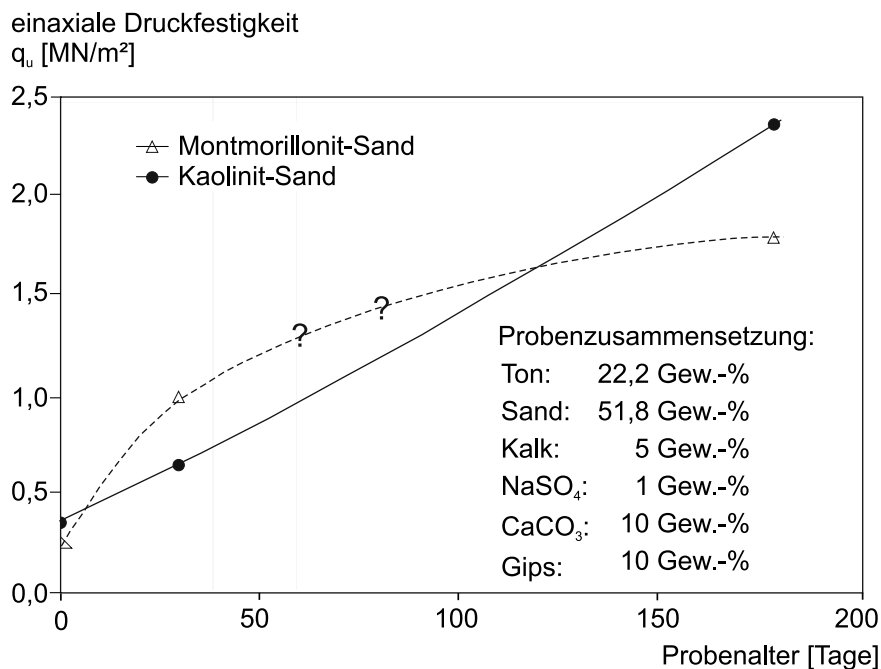


Bild 5.7 Festigkeitsentwicklung von tonmineral- und sulfathaltigen Boden-Bindemittel-Gemischen über die Zeit bei Lagerung in Wasser mit 20 °C (nach Mitchell & Dermatas, 1992)

5.4 Zusammenfassung

Die in der Literatur dokumentierten Laborversuche zu Quelldehnungen bei Boden-Bindemittel-Gemischen infolge schädigender Ettringitbildung zeigen wegen der großen Unterschiede in den verwendeten Mischungen und Randbedingungen, große Streuungen in den Ergebnissen. Die gemessenen Quelldehnungen liegen zwischen 2 % und 68 %. Die Quelldehnungen wurden an Boden-Bindemittel-Gemischen ermittelt, bei denen sowohl Kalk als auch Portlandzement als Bindemittel verwendet wurde. Um die Ettringitbildung sicherzustellen, wurde den Mischungen Sulfat zugegeben oder in Form von Gips oder Anhydrit zugemischt. Alternativ erfolgte die Lagerung der Proben in sulfathaltigem Wasser. Durch Versuche mit Tonmineralen im Boden konnte nachgewiesen werden, dass diese als Aluminatdepot dienen und das Quellverhalten der Boden-Bindemittel-Gemische gegenüber tonmineralfreien Gemischen nachhaltig beeinflussen. Das Vorhandensein eines ausreichenden Wasserangebots wurde bei den Versuchen durch Lagerung im Wasserbad bzw. bei 100 % relativer Luftfeuchte gewährleistet.

Auch wenn die bisher vorliegende Datengrundlage keine zuverlässigen und reproduzierbaren Werte für den Quelldruck in Boden-Bindemittel-Gemischen infolge Ettringitbildung darstellen, ist grundsätzlich davon auszugehen, dass die Zerstörung des Gefüges bereits bei sehr geringem Quelldruck beginnt (Dermatas, 1995). Insgesamt muss davon ausgegangen werden, dass der zu erwartende Quelldruck infolge schädigender Ettringit-

bildung in Boden-Bindemittel-Gemischen zwar großen Streuungen unterworfen ist, aber in den meisten Fällen die Zugfestigkeit des Boden-Bindemittel-Gemisches überschreiten kann.

Auch die Beobachtungen und Versuchsergebnisse zur Festigkeitsentwicklung zeigen sehr große Unterschiede. Grundsätzlich ist festzustellen, dass bei Proben mit niedrigem Zementgehalt im Fall von externem Sulfatangriff der Zersetzungsprozess des Gefüges von außen nach innen verläuft, d.h. die Probe löst sich vom Rand her langsam auf, während bei Proben mit hohem Zementgehalt zunächst eine Verdichtung des Gefüges und damit eine Erhöhung der Festigkeit auftritt. Nichtsdestotrotz wird auch hier die Ettringitbildung von erheblichen Quelldehnungen begleitet, so dass die Probe schlussendlich von innen heraus zerstört wird.

Der Schädigungsprozess war in einigen Fällen bereits innerhalb weniger Tage optisch erkennbar, während andere Proben über einen Zeitraum von einem Jahr kaum Festigkeitsverluste aufwiesen. Grundsätzlich ist davon auszugehen, dass hohe Sulfatkonzentrationen mit zunehmender Lagerungsdauer zu schnellerer, kontinuierlich zunehmender Entfestigungen führen. In einem Versuch konnte nachgewiesen werden, dass durch die Reduzierung des Sulfatgehaltes im Lagerungswasser auch die Verlangsamung des Schädigungsvorganges möglich ist. Zudem wurde festgestellt, dass bei hohen Sulfatgehalten der Festigkeitsverlust tendenziell mit zunehmendem Tonmineralgehalt im Boden bzw. im Boden-Bindemittel-Gemisch ansteigt.

Aus baupraktischer Sicht ist festzustellen, dass der Quell- und Schädigungsprozess durch eine Behinderung der Quelldehnung (z.B. Ballastieren) dauerhaft nicht gestoppt werden kann. Schäden können nur verhindert werden, wenn es gelingt, die Ettringitbildung zu verhindern bzw. mengenmäßig stark einzuschränken.

6 Dokumentation und Analyse eines Schadens infolge Ettringitbildung in einer Düsenstrahlunterfangung

6.1 Projektbeschreibung

Im Zuge von Umbaumaßnahmen wurde ein historisches Gebäude mit einer Grundfläche von rund $40\text{ m} \times 60\text{ m}$ entkernt. Zur Gewährleistung der Standsicherheit der rund 19 m hohen, denkmalgeschützten Außenmauern mit Natursteinfassade wurden insgesamt vier, etwa 4,40 m breite Stahlfachwerke als räumliche Aussteifungsverbände, sog. Stützgerüste installiert und mit den Außenmauern verbunden (Bild 6.1 und 6.2).

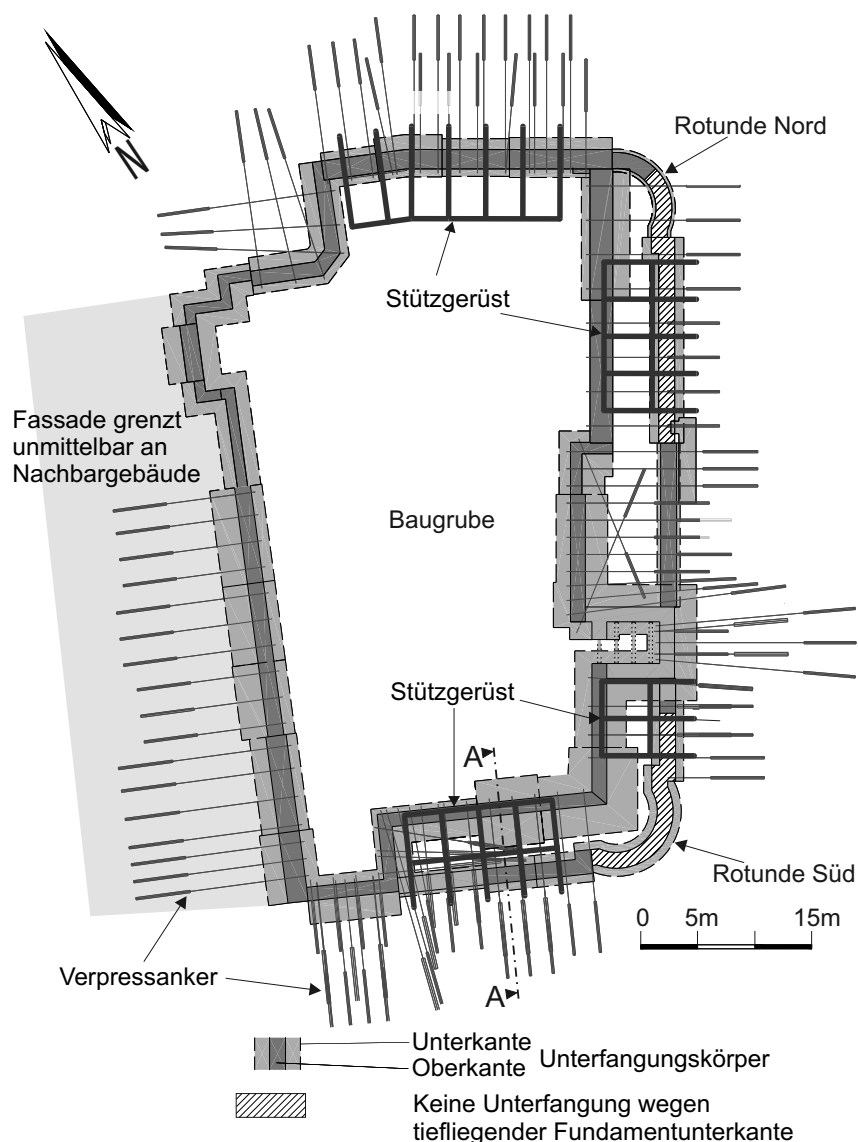


Bild 6.1 Grundriss des Gebäudes

Die Horizontallasten aus den Stützgerüsten wurden über Schubknaggen bzw. über an den Trägern befestigte und unter 45° geneigte vorgespannte Verpressanker in den tragfähigen Baugrund abgeleitet. Die vertikalen Druckkräfte wurden von den horizontalen Stahlträgern über die bestehenden Außenfundamente bzw. über die als Schwergewichtsmauern konzipierten Unterfangungskörper aus Boden-Bindemittel-Gemisch in den tragfähigen Baugrund abgegeben. Die Zugkräfte wurden von den Stahlträgern über vertikale, vorgespannte Anker, die durch den Unterfangungskörper hindurchgeführt wurden, in den tragfähigen Baugrund abgetragen (Bild 6.2).

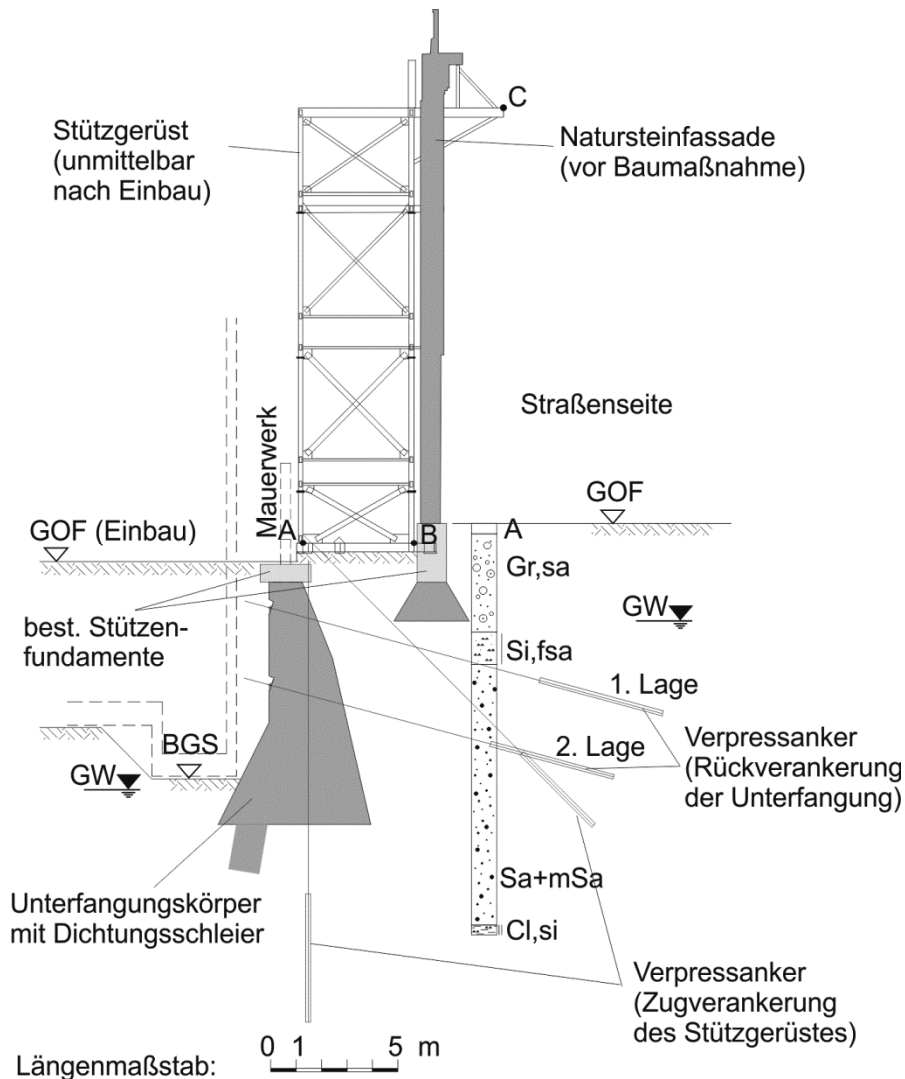


Bild 6.2 Systemschnitt A-A

Da die Gründungssohle für den Neubau gegenüber dem Bestand bis zu 8,5 m tiefer liegt, wurden die mit dem Düsenstrahlverfahren hergestellten ein- bzw. zweilagig rückverankerten Unterfangungskörper gleichzeitig als wasserdruckhaltende Verbaukonstruktion genutzt. Die Gründungssohle befindet sich unterhalb des Grundwasserspiegels, so dass zur Herstellung von Gründungssohle und Kellergeschoss innerhalb der

Baugrube eine Grundwasserabsenkung erforderlich war. Zur Sicherung der Baugrubensohle gegen hydraulischen Grundbruch war ein mit dem Düsenstrahlverfahren hergestellter Dichtungsschleier bis in rd. 13,5 m Tiefe erforderlich (vgl. Bild 6.2).

6.2 Baugrund- und Grundwasserverhältnisse

Auf dem Baufeld stehen unter den nur wenige Dezimeter dicken künstlichen Auffüllungen bis zu einer Tiefe von 5 m unter der Geländeoberfläche (GOF) gewachsene, quartäre sandige Kiese an. Es handelt sich um fluvio-glaziale Kiesablagerung der Würmeiszeit, dem so genannten Niederterrassenschotter. Unter den quartären Kiesen folgen bis in große Tiefe die tertiären Molasseschichten (obere Süßwassermolasse), die lokal als Münchener Flinz bezeichnet werden. Erfahrungsgemäß weist die Oberfläche des Tertiärs aufgrund der geologischen Entstehung ein wellenförmiges Relief auf. Im oberen Bereich des Tertiärs handelt es sich um bindige Schichten, d. h. um teilweise verfestigte Tone und Schluffe mit unterschiedlichen Sandanteilen in einer Mächtigkeit von etwa 2,0 m. Unter diesen bindigen tertiären Deckschichten folgen stark schluffige Sande bzw. Sand-Schluff-Gemische sowie gleichkörnige Fein- bis Mittelsande mit bindigen Zwischenlagen. Etwa ab 15 m Tiefe folgt bis 60 m Tiefe ein Wechsel aus unterschiedlich festen Tonen, Schluffen und Sanden, die bereichsweise zu Ton-, Schluff- und Sandstein verfestigt sind. Die stark wechselnden bindigen wie auch sandigen, teilweise verfestigten und unterschiedlich stark glimmerhaltigen Schichten sind ein charakteristisches Merkmal für den Münchener Flinz. Zusätzlich kann die Schichtung bedingt durch die wechselhaften Sedimentations- und Erosionsbedingungen innerhalb relativ geringer Abstände erhebliche Unterschiede aufweisen (v. Soos, 1975).

Bild 6.3 zeigt das Kornverteilungsband für den Münchener Flinz (zusammengestellt aus rund 70 Einzelproben vom Baufeld aus Tiefen zwischen 4,0 m und 53,0 m unter GOF). Es stimmt mit der von v. Soos (1966) dokumentierten typischen Kornverteilungskurve für das Tertiär weitgehend überein.

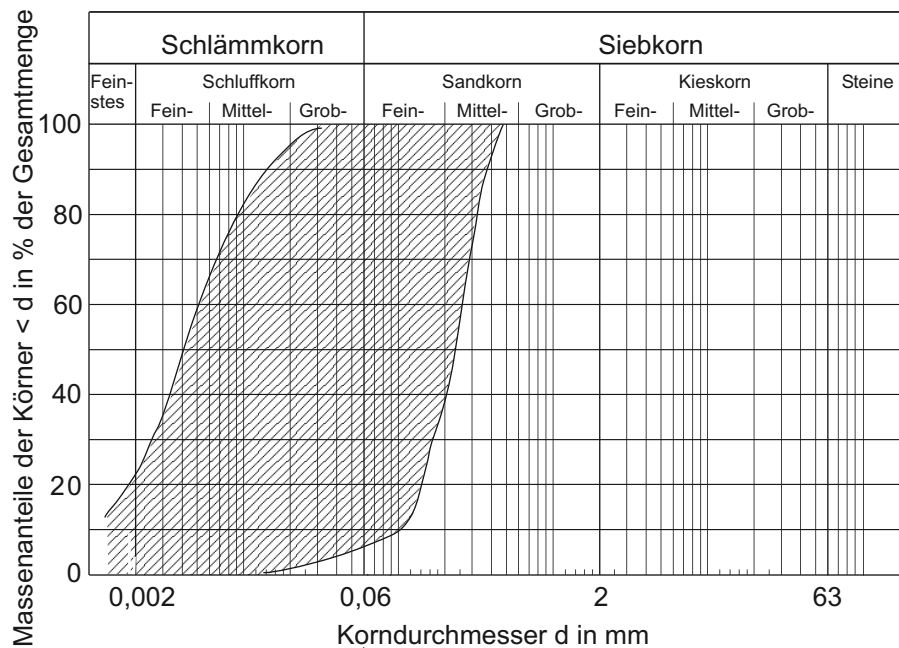


Bild 6.3 Kornverteilungsband für die tertiären Böden (Proben aus dem Baufeld)

In Tabelle 6.1 sind die wichtigsten bodenmechanischen Kenngrößen für die quartären und tertiären Böden zusammengestellt.

Der Bemessungswasserstand liegt bei rd. 5 m u. GOF, der mittlere Grundwasserstand bei rd. 6 m u. GOF. Aufgrund des gegenüber den quartären Kiesen vergleichsweise undurchlässigen Tertiärhorizontes ist lokal mit Stauwasser im Quartär infolge von Niederschlägen zu rechnen. Die zwischen den bindigen Schichten eingelagerten tertiären Sande können gespanntes Grundwasser mit Druckhöhen bis maximal zum quartären Grundwasserspiegel führen.

Der pH-Wert des Grundwassers liegt zwischen 7,55 und 8,50. Der Kalkgehalt wurde zu 0,03 % bestimmt. Das Grundwasser ist aufgrund seines SO_4 -Gehaltes von weniger als 100 mg/l als nicht chemisch angreifende Umgebung gemäß Definition in DIN EN 206 bzw. DIN 4030 einzustufen.

Kennwerte	Quartär	Tertiär		
	sandige Kiese	bindige Schichten Tone, Tonmergel Schluffe, Schluffmergel	Fein- bis Mittelsande	nicht-bindige Schichten Sand-Schluff- Gemische
Bodenart nach DIN EN ISO 14688-1	Gr, sa	Si, (cl – cl') (sa – sa') (gr')	Sa, (si')	Sa, si – si'
Bodengruppe nach DIN 18196	GW, GI, GU	TM, TA, UM, UL	SE, SU	SU*
Lagerungsdichte D [-]	mitteldicht bis dicht	k.A.	dicht	dicht
Ungleichförmig- keitszahl C_u [-]	> 15	10 bis 20	2 bis 5	3 bis 10
Wassergehalt w [%]	15	20	20	20
Ausrollgrenze w_p [-]		25 - 34		
Plastizitätszahl I_p [-]		15 - 20		
Konsistenzzahl I_c [-]		0,4 – 3,7		

Tabelle 6.1 Bodenmechanische Kenngrößen (Mittelwerte bzw. Wertebereiche) basierend auf eigenen Untersuchungen

6.3 Chronologie der Ereignisse

Zu Beginn der Baumaßnahmen wurden zunächst die Unterfangungskörper aus Boden-Bindemittel-Gemisch im Düsenstrahlverfahren hergestellt. Die Herstellung erfolgte beginnend an der Südseite des Baufeldes frisch-in-frisch sukzessive über rund 8 Monate entgegen des Uhrzeigersinns. Die Düsenstrahlkörper wurden im Einphasen-Verfahren (DIN EN 12715) mit Vorschneiden mittels Suspension ausgeführt. Als Bindemittel wurde ein handelsübliches Produkt auf Ölschieferbasis mit einem Wasser-Zement-Wert von 0,8 verwendet. Parallel zu den Düsenstrahlarbeiten erfolgten die Abbrucharbeiten am bestehenden Gebäude sowie die Installationsarbeiten an den Stützgerüsten.

Rund vier Wochen nach Fertigstellung des Anschlusses der Außenmauern an die Stützgerüste resp. an die Unterfangungskörper wurden an der Südseite und in der Rotunde Süd Risse in Fassadenteilen festgestellt. Da ein Absturz von Teilen der Fassade drohte, mussten vorübergehend die Straße gesperrt und benachbarte Gebäude evakuiert werden. Als erste Sicherungsmaßnahmen wurden provisorische Holzkonstruktionen installiert (Bild 6.4) sowie Teile der Fassade abgebaut, so dass die Straßensperrung wieder aufgehoben werden konnte. Als weitere Maßnahme wurden an den im Rahmen des Beweissicherungskonzeptes bereits installierten Messbolzen die Hebungs- und Setzungsmessungen an den Fassaden und Stützgerüsten sowie die Kontrolle der Gipsmarken täglich durchgeführt.



Bild 6.4 Provisorische Sicherung der Rotunde (links) sowie der Attika an der Südfassade (rechts)

Eine erste Auswertung der täglichen geodätischen Messungen ergab, dass sich die südliche Fassade nach Außen in Richtung Straße schiefgestellt hatte. Ursache hierfür waren unterschiedliche Vertikalverschiebungen der Außenmauern und der an die Außenmauern angekoppelten Stützgerüste. Die Schiefstellung betrug zu diesem Zeitpunkt bereits 1 : 200, was einer Horizontalausrichtung am Wandkopf von 9 cm aus der Lotrechten entspricht (Bild 6.5).

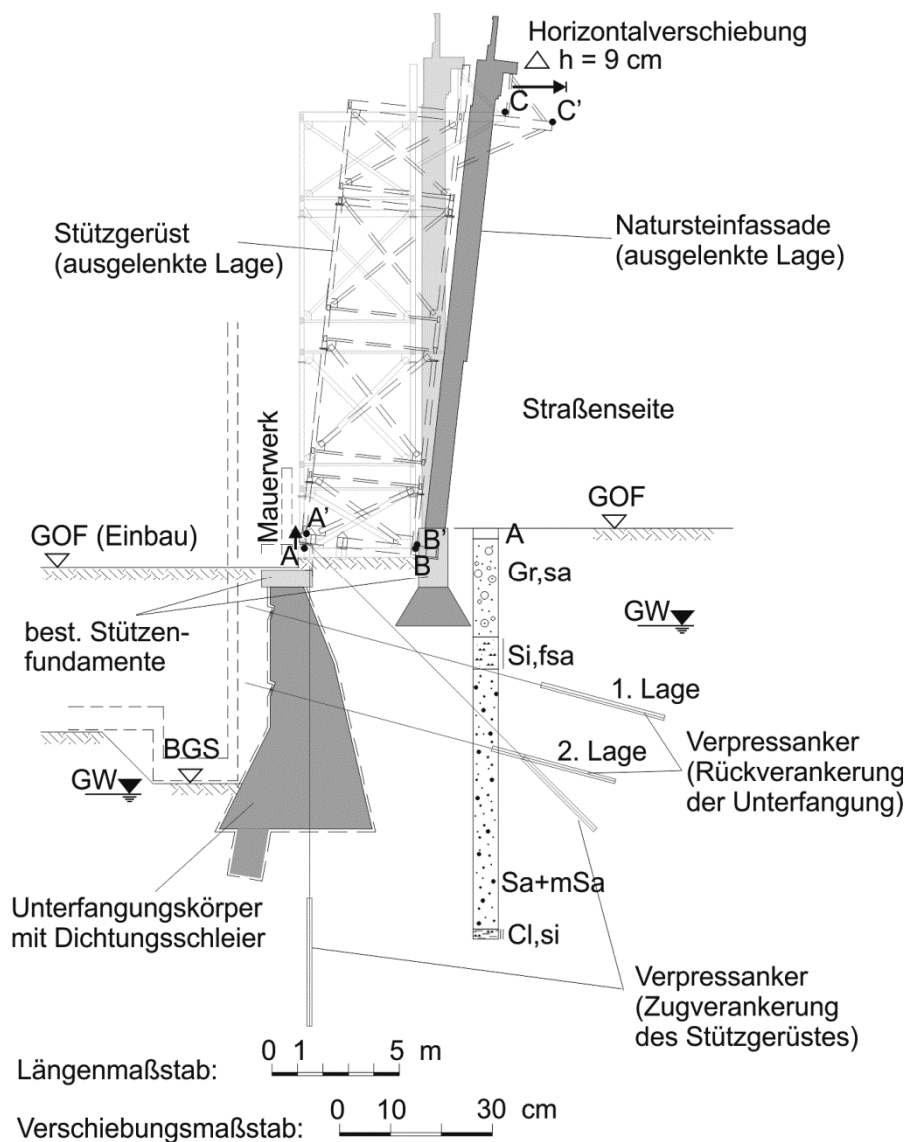


Bild 6.5 Schnitt A-A • Situation Natursteinfassade und Stützgerüst bei Feststellung des Schadens (nach Katzenbach & Weidle, 2004)

Außerdem zeigten Abhebeversuche an insgesamt 16 Zugankern, dass die Anker um bis zu 63 % überbeansprucht waren, zwei Anker versagten sogar ohne nennenswerte Lastaufnahme. Da die Standsicherheit der Stützgerüste rechnerisch nicht nachweisbar war, wurden die Stützgerüste als ad-hoc Maßnahmen zusätzlich ballastiert und durch Stahlseile rückverankert (vgl. Bild 6.6).

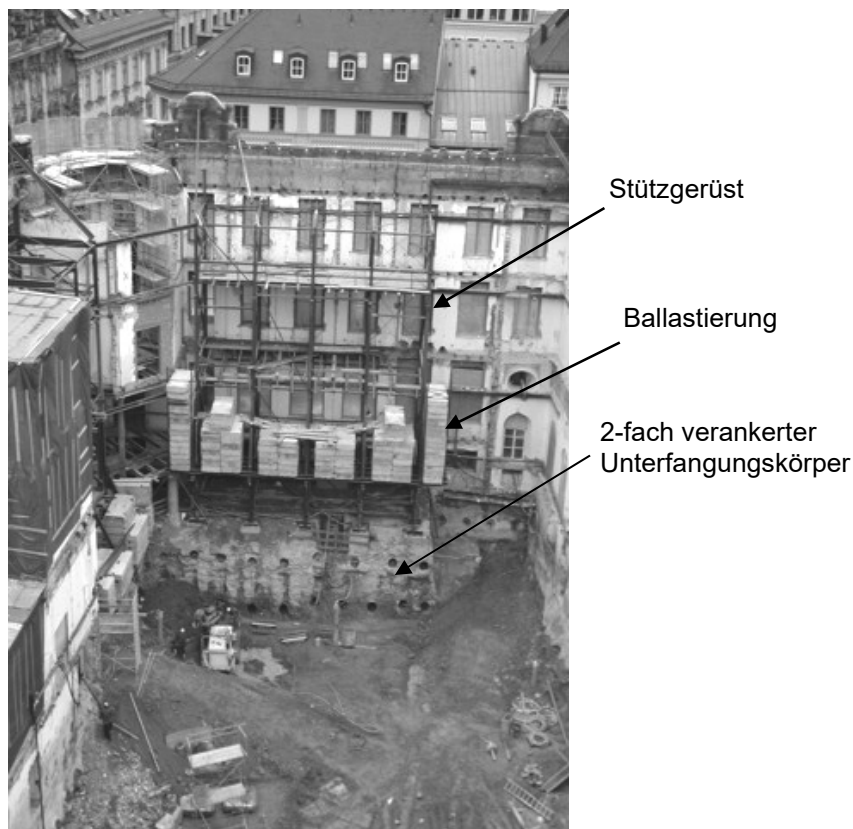


Bild 6.6 Blick in die Baugrube in Richtung südliche Fassade •
Stützgerüst mit Ballastierung

Parallel zu den Sicherungsarbeiten wurden die Unterfangungsarbeiten unter der westlichen Gebäudewand, die Abbrucharbeiten am Bestand sowie der Baugrubenaushub im Schutze einer Grundwasserhaltung planmäßig fortgesetzt. Bei Freilegung des südlichen Unterfangungskörpers wurde dort ein klaffender Riss mit 0,5 cm bis 3 cm Breite festgestellt (Bild 6.7), so dass dort weitere Sicherungsmaßnahmen (Umgurtung) erforderlich wurden.

Zur Dokumentation des Schadens und zur Erkundung der Schadensursache für die Schiefstellung der denkmalgeschützten Außenmauern und der Stützgerüste wurde ein umfangreiches Mess-, Überwachungs- und Untersuchungsprogramm konzipiert und durchgeführt. Die Ergebnisse werden in den folgenden Kapiteln erläutert.

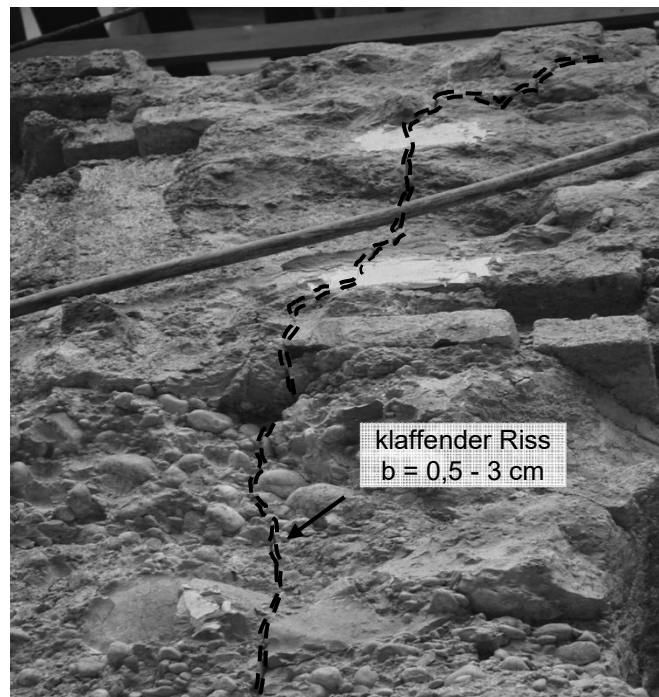


Bild 6.7 Klaffender Riss im Unterfangungskörper unter dem Stützgerüst der südlichen Fassade

6.4 Geodätische Messungen

Zur Überwachung der Gebrauchstauglichkeit der Fassade und zur Überprüfung, ob die Schiefstellung der denkmalgeschützten Außenmauern auf ein einmaliges Ereignis zurückzuführen waren, wurden im Rahmen eines kontinuierlichen Mess- und Überwachungsprogramms die horizontalen und vertikalen Verschiebungen mittels geodätischer Lagemessungen an den Außenmauern, an den Stützgerüsten, an den geotechnischen Messeinrichtungen sowie an einem Riss auf der Baugrubenseite des Unterfangungskörpers überwacht (vgl. Bild 6.8). Insgesamt wurden mehr als 80 Messpunkte in regelmäßigen zeitlichen Abständen eingemessen und die Verschiebungen relativ zur ersten Messung (Nullmessung direkt nach Schadenseintritt) ermittelt.

Generell wurden die größten Verschiebungen bzw. Bewegungen im südlichen und südöstlichen Bereich des Baufeldes festgestellt. Im nördlichen und westlichen Bereich traten lediglich geringe Verschiebungen in der für die Bautätigkeiten zu erwarteten Größenordnung auf.

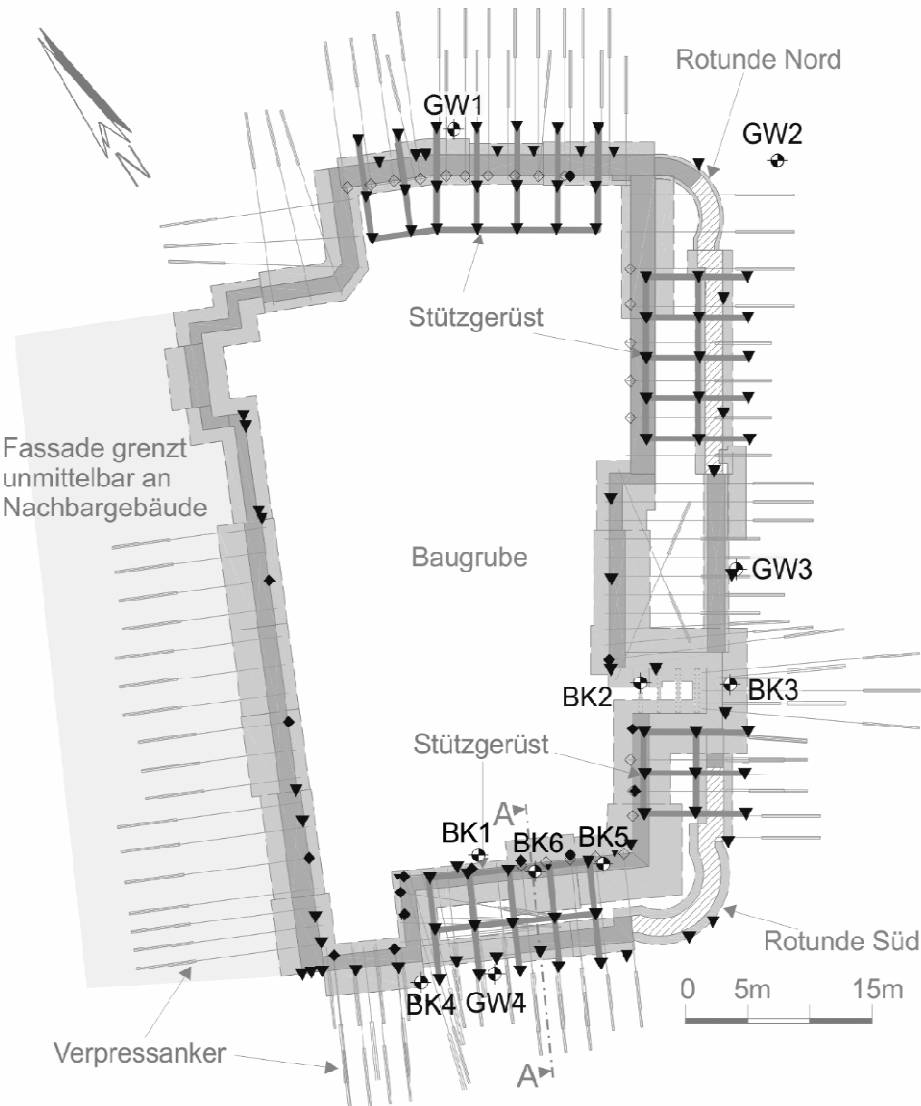


Bild 6.8 Lageplan geotechnische und geodätische Messpunkte (Auswahl)

Die Detailanalyse der geodätischen Messergebnisse zeigte, dass im Süden und Südosten am Sockel der Natursteinfassade geringe, mit der Zeit zunehmende Vertikalverschiebungen in Form von Hebungen von bis zu 12 mm registriert wurden. Gleichzeitig traten

am Top der Fassade kontinuierlich mit der Zeit zunehmende Horizontalverschiebungen in Richtung Straße auf. An den Stützgerüsten selbst zeigten sich ebenfalls kontinuierliche, mit der Zeit zunehmende Hebungen. Die baugrubenseitigen, auf den Unterfangungskörpern aufliegenden Elemente der Stützgerüste zeigten dabei erheblich größere Verschiebungswerte als die wandseitig auf den volumenmäßig deutlich kleineren Unterfangungskörpern aufliegenden Stützelemente. In Bild 6.9 sind beispielhaft die relativ zur Nullmessung gemessenen Vertikalverschiebungen direkt an der Fassade sowie an den Auflagerpunkten des Stützgerüsts dargestellt. Die größten Hebungen wurden im südlichen Bereich, direkt am Top des Unterfangungskörpers, der als innenliegendes Auflager für das Stützgerüst dient, registriert. Die maximal gemessenen vertikalen Relativverschiebungen betragen hier im Beobachtungszeitraum von 5 Monaten 36,2 mm. An der westlichen Fassade, die direkt an das Nachbargebäude angrenzt, sind keine bautechnisch relevanten Verschiebungen aufgetreten. Im Norden wurden nur geringe Hebungen (max. 2,7 mm) gemessen. Entlang der östlichen Seite wurden im Norden geringe, nach Süden hin größere vertikale Relativverschiebungen dokumentiert, die jedoch 30 % niedriger sind als entlang der südlichen Fassade.

Die maximale Hebungsrate der Messpunkte im Süden betrug baugrubenseitig zwischenzeitlich bis zu 0,25 mm pro Tag. Durch die zusätzliche Ballastierung der Stützgerüste zur Entlastung der Zuganker wurde der Zuwachs sowohl der Vertikal- als auch der Horizontalverschiebungen unterbrochen, es wurde ein einmaliger Rückgang der Verschiebungen in Form von Setzungen bzw. Horizontalverschiebung in Richtung Baugrube registriert (Bild 6.10). Etwa 120 Tage nach Beginn der Messungen wurde die für die Fortführung der Baumaßnahme erforderliche Grundwasserabsenkung um rd. 3,5 m realisiert. Der Einfluss ist an den Verschiebungskurven zeitlich verzögert deutlich zu erkennen. Die Hebungsrate reduziert sich etwa einen Monat nach Beginn der Grundwasserabsenkung auf rd. 0,02 mm pro Tag. Die aus der Grundwasserabsenkung resultierenden Setzungen lagen erwartungsgemäß mit ≤ 2 mm im Rahmen der Messgenauigkeit.

Die Verkipfung der Natursteinfassade und der Stützgerüste aus der Lotrechten ist in etwa proportional zur Höhe der Konstruktion, so dass von einer Starrkörperbewegung der Stützgerüste und der daran fixierten Außenmauern ausgegangen werden kann. Als Ursache für die Abweichung aus der Lotrechten wurden somit die unterschiedlich großen Vertikalverschiebungen der Auflagerpunkte A und B am Stützgerüst identifiziert.

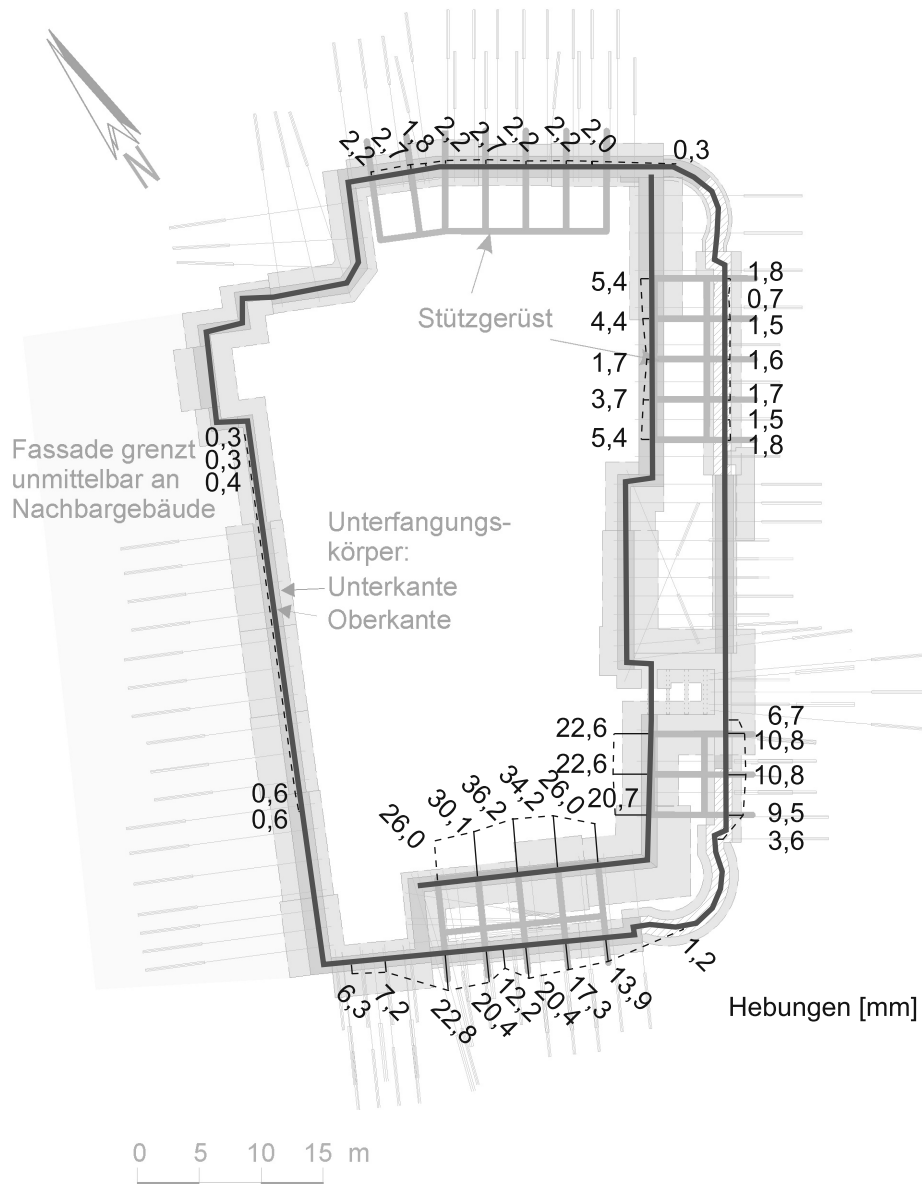


Bild 6.9 Ergebnis der Hebungs- und Senkungsmaßnahmen (vertikale Relativverschiebungen) an der Fassade und an den Stützgerüsten etwa 5 Monate nach dem Schadensereignis (Nullmessung)

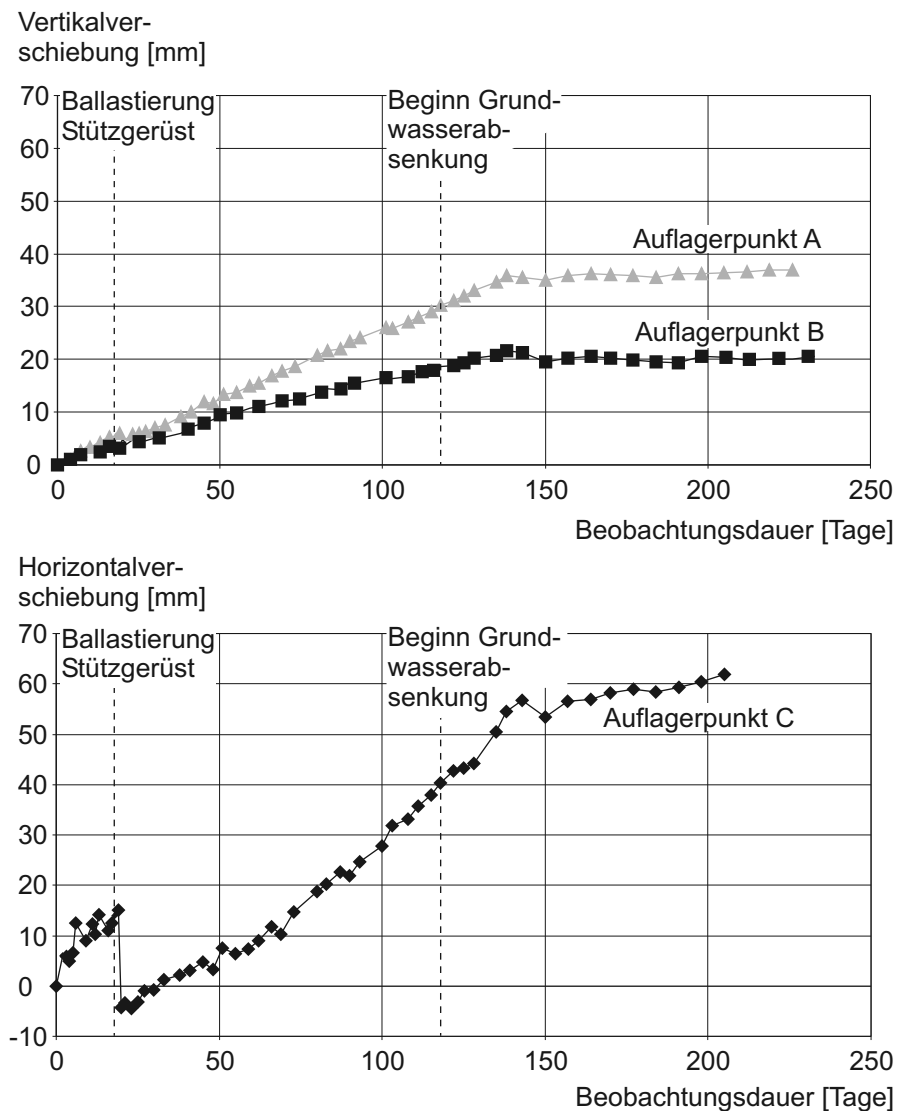


Bild 6.10 Vertikale und horizontale Verschiebung der Auflagerpunkte A bis B am südlichen Stützgerüst (Lage der Punkte A bis B vgl. Bild 6.5)

6.5 Geotechnische Messungen

Ergänzt wurde das Messprogramm durch geotechnische Kraft- und Verschiebungsmessungen im Baugrund, an den Ankern und an den Unterfangungskörpern.

An insgesamt 23 Kurzzeitankern zur Fassadensicherung wurden an der Süd-, Ost- und Nordseite Abhebeversuche zur Überprüfung der Ankerkräfte durchgeführt (vgl. Bild 6.8). Zwei Anker auf der Ostseite versagten sofort bei Erreichen der ersten Laststufe, bei den übrigen Ankern lagen die Ankerkräfte um 9 % bis 63 % über den jeweils zulässigen Werten. Diese Anker besaßen damit gegenüber der zulässigen Prüflast nach

DIN EN 1537 eine viel zu kleine, unzulässige Sicherheit. Diese Anker und damit die von diesen Ankern gehaltenen Stützgerüste und Natursteinfassaden waren damit nicht mehr standsicher und mussten durch Seilverspannungen an den Stützgerüsten sowie Ballastierungen ersetzt werden.

Zur Überprüfung der zeitlichen Entwicklung der Ankerkräfte wurden an 15 Schrägankern (vgl. Bild 6.8) kontinuierliche Ankerkraftmessungen durchgeführt. In Bild 6.11 sind die Ergebnisse für die Anker an der Südseite des Baufeldes relativ zur Ankerkraft zu Messbeginn (Nullmessung) dargestellt. Es wurde im Beobachtungszeitraum von 63 Tagen eine Zunahme der Ankerkraft um bis zu 17,5 % festgestellt.

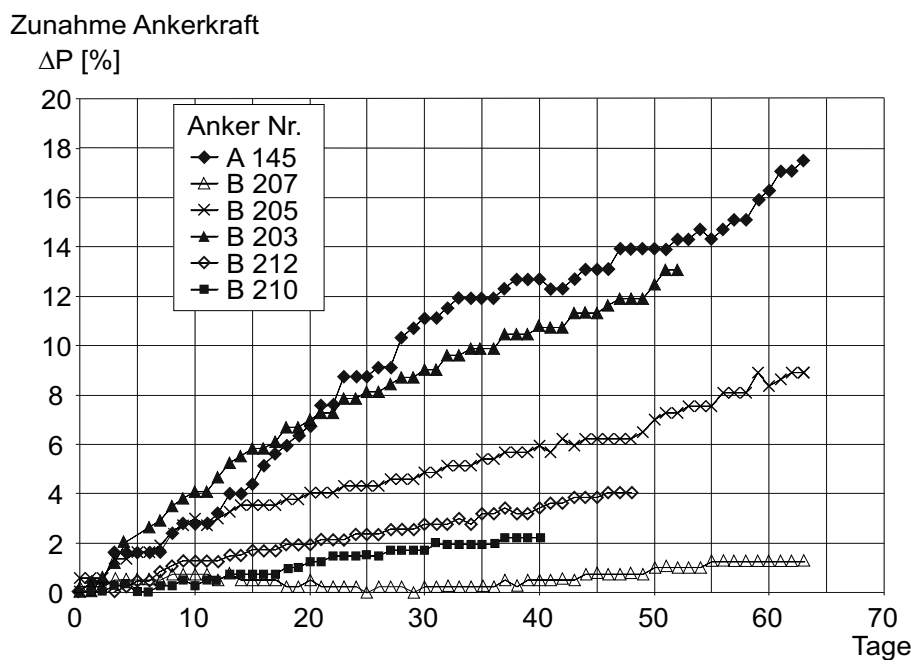


Bild 6.11 Ergebnis der Ankerkraftmessungen an den Schrägankern des südlichen Unterfangungskörpers

Zur Überwachung möglicher zeitabhängiger Relativverschiebungen in den Unterfangungskörpern und im Baugrund wurden rund 180 Tage nach dem Schadensereignis und im Schutz der Grundwasserhaltung zusätzlich in der südlichen und östlichen Unterfangung an sechs Stellen Messgeber zur Beobachtung der Verschiebungen im Raum (3D) installiert. Hierzu wurde an zwei Messstellen eine Kombination aus 4-fach Stangenextensometer und Inklinometer gewählt, an vier Messstellen kamen Gleitmikrometer zum Einsatz.

An allen sechs Messstellen wurden mit der Zeit kontinuierlich zunehmende Vertikalverschiebungen in Form von Hebungen an der Oberkante der Unterfangungskörper registriert. Die Ergebnisse der Messungen an den Mehrfach-Stangenextensometern (Verankerungstiefe: 7 m, 20 m, 35 m und 60 m (unverschieblicher Referenzpunkt) unter

Oberkante Unterfangung) ergaben an allen vier Extensometerstangen nahezu identische Hebungswerte. In Bild 6.12 sind die Ergebnisse der vertikalen Verschiebungsmessung mit dem Gleitmikrometer in vier Ebenen auf, in und unter dem Unterfangungskörper über die Zeit dargestellt. Bezogen auf die Höhe der Unterfangung von rund 7,5 m wurde im betrachteten Zeitraum von 150 Tagen eine Volumenzunahme des Unterfangungskörpers in vertikaler Richtung von 1,5 ‰ registriert, dies entspricht einer mittleren Verschiebungsrate von 0,07 mm/Tag resp. 0,01 ‰/Tag an der Oberkante des Unterfangungskörpers.

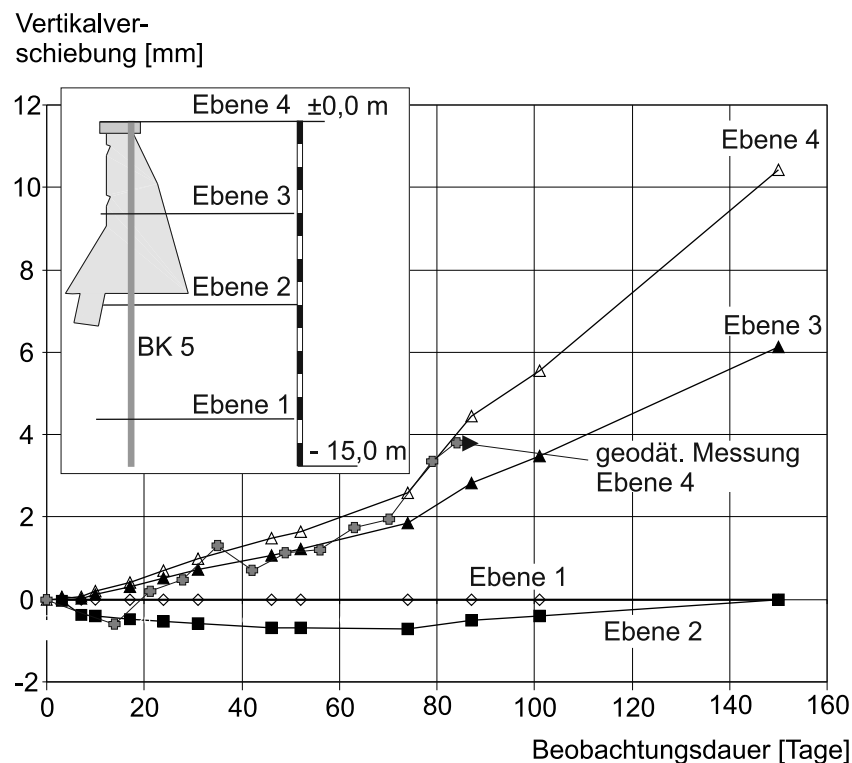


Bild 6.12 Ergebnisse der vertikalen Verschiebungsmessungen an der Messstelle BK 5 über die Zeit (Messbeginn rd. 180 Tage nach dem Schadensereignis)

Die gemessenen Hebungen stimmen sehr gut mit den im gleichen Zeitraum geodätisch gemessenen Vertikalverschiebungen an der Oberkante des Unterfangungskörpers überein. Im Baugrund unterhalb der Baugrundverbesserungsmaßnahme, d.h. unterhalb der Unterkante des Unterfangungskörpers (vgl. Ebene 1 und 2 in Bild 6.12) wurden keine bautechnisch relevanten Verschiebungen beobachtet. Damit war der Nachweis eindeutig erbracht, dass die gemessenen Verschiebungen ausschließlich auf Volumenänderungen im Unterfangungskörper zurückzuführen sind.

Die messtechnisch registrierten Horizontalverschiebungen sind gering und auf die Entlastung des Baugrundes infolge Abbrucharbeiten und Baugrubenaushub bzw. auf die

Stützwirkung durch die schrägen Zuganker zurückzuführen. Die Darstellung der gemessenen Vertikalverschiebungen über die Tiefe (Bild 6.13) zeigt, dass die vertikalen Längenänderungen innerhalb des Unterfangungskörpers an jeder Stelle \pm gleich sind, d.h. die Volumenänderung im verbesserten Bodenkörper ist lageunabhängig.

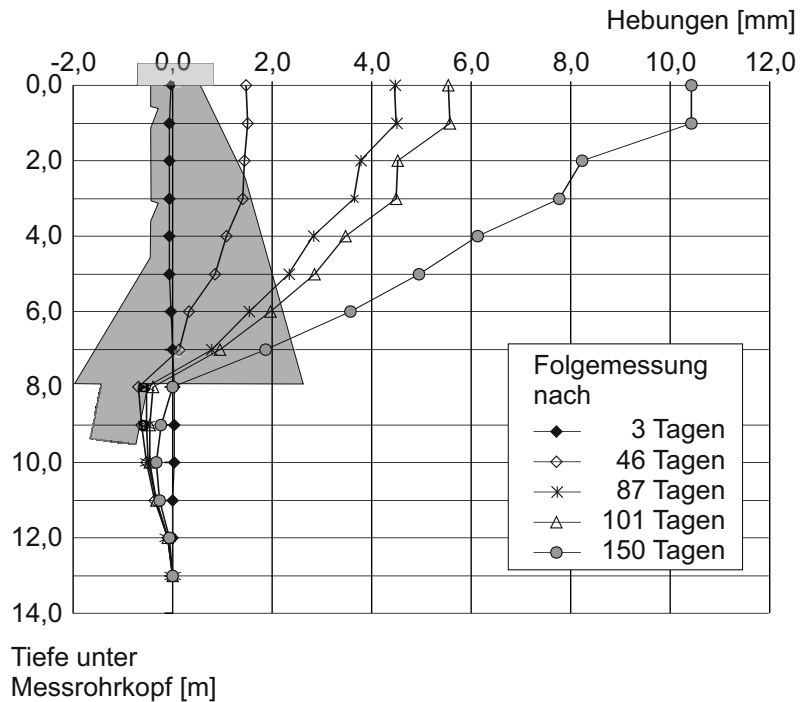


Bild 6.13 Ergebnisse der vertikalen Verschiebungsmessungen am Messpunkt BK5 (Gleitmikrometer)

Mit den geotechnischen und geodätischen Messungen wurden die mit dem Düsenstrahlverfahren hergestellten Unterfangungskörper aus Boden-Bindemittel-Gemisch eindeutig als Ausgangspunkt und damit Schadensherd für die Schiefstellung der Natursteinfassade und die Stützgerüste identifiziert. Die eigentliche Schadensursache, die zu den Volumenzunahmen im Unterfangungskörper bzw. zu den gemessenen Quellungen im Boden-Bindemittel-Gemisch führen, war jedoch noch zu klären.

6.6 Visuelle Begutachtung und Dokumentation

Zur näheren Begutachtung und zur Klärung der Ursachen für die Quellungen wurden zunächst visuelle Untersuchungen an Materialproben aus den Unterfangungskörpern durchgeführt. Ziel war es, die Qualität und hier insbesondere die Zusammensetzung des verbesserten Bodenkörpers bzw. des Boden-Bindemittel-Gemisches sowie seine Eigenschaften zu spezifizieren. Dies war insbesondere im Hinblick auf die Nutzung der Unterfangung als wasserdruckhaltende Verbaukonstruktion im weiteren Bauablauf notwendig. Neben der Suche nach der Schadensursache war auch eine Bestandsauf-

nahme über die Auswirkung des Schadensphänomens auf die Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit des Unterfangungskörpers sowie eine Prognose für die weitere Entwicklung des Schadensprozesses und die daraus resultierenden Folgen für die Konstruktion selbst, aber auch für den weiteren Bauablauf erforderlich.

Die visuelle Begutachtung an insgesamt 36 Bohrkernen aus den Unterfangungskörpern (Gesamtlänge der Kerne: rd. 120 m) sowie der im Zuge des Aushubs der Baugrube freigelegten Oberfläche des Unterfangungskörpers ergab für den Nord- und Westbereich, in dem keine relevanten Schäden auftraten, eine überwiegend feinkörnige Struktur des Boden-Bindemittel-Gemisches. Dies entspricht der Zusammensetzung der anstehenden schluffigen und sandigen tertiären Böden. Teilweise wurden Schluff- und Feinsandeinschlüsse in Kieskorngröße, in den oberen Bereichen auch einzelne Kieskörner in der Boden-Bindemittel-Matrix festgestellt. Dort, wo die Baugrundverbesserung im Quartär erfolgte, sind vermehrt Kieskörner, zum Teil jedoch auch feinkörnigeres Material aus den darunterliegenden tertiären Bodenschichten in der Boden-Bindemittel-Matrix eingelagert. Die mäßig festen bis festen Kernstücke wurden in Teilstücken zwischen 10 cm und 70 cm Länge erbohrt. Die Farbe der Matrix war überwiegend grau, zum Teil waren Säulenübergänge anhand unterschiedlicher Graufärbung erkennbar. Vereinzelt wurden auf Rissen und Trennflächen, in großen Poren sowie gelegentlich auf Kontaktflächen zwischen einzelnen Kieskörnern und der Boden-Bindemittel-Matrix hellgraue bzw. weißgraue kristalline Beläge festgestellt. Die Beläge waren flächig (Bild 6.14), gelegentlich auch schüppchenartig.

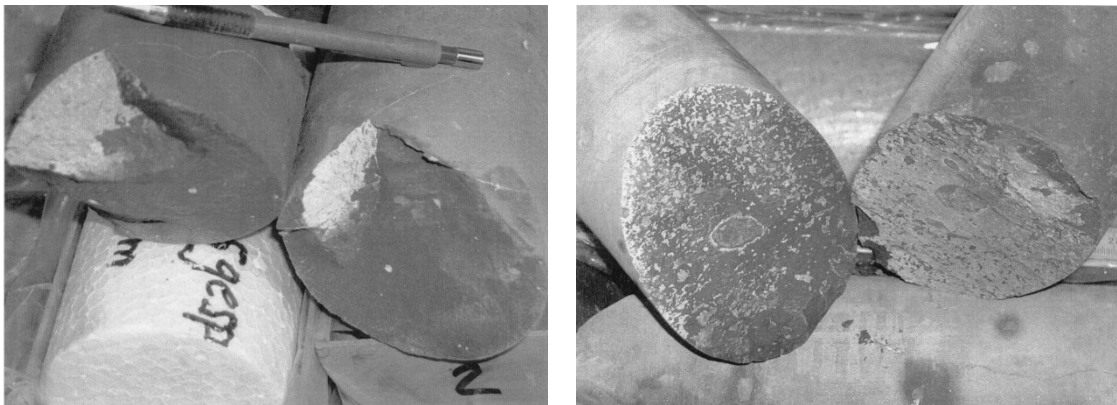


Bild 6.14 Bohrkern aus dem Unterfangungskörper • weißgrauer kristalliner Belag auf der Trennfläche, in den großen Poren der Boden-Bindemittel-Matrix und im Kontaktbereich zu Bodeneinschlüssen

Im Süden und Osten des Baufeldes besitzt das Boden-Bindemittel-Gemisch in den oberen, quartären Bereichen eine porige, wenig feste bis feste Struktur. Die in der Matrix vorhandenen Kieskörner und Steine sind zum Teil aus dem Verbund gelöst. Die Kernstücke besitzen Längen zwischen 5 cm und 20 cm. Bereichsweise wurden weiß-

graue, kristalline Beläge auf Bruchflächen und den Kontaktflächen zwischen Kieskörnern und Boden-Bindemittel-Matrix festgestellt. Teilweise sind die Kristalle auch in größeren Poren vorhanden und mit bloßem Auge erkennbar. In den tertiären Bodenschichten besitzt das Boden-Bindemittel-Gemisch entsprechend den dort vorhandenen Bodenarten eine feinkörnige Struktur. Die überwiegend feste, teilweise mäßig feste Matrix ist grau gefärbt, die Kernstücke sind zwischen 10 cm und 70 cm lang und teilweise stückig zerlegt. Die Bruchflächen weisen nahezu durchgängig weißgraue, kristalline Beläge auf.

Die Begutachtung der Oberfläche der Unterfangungskörper ergab, dass die Qualität des Boden-Bindemittel-Gemisches nach außen zum ungestörten Baugrund hin deutlich abnimmt. Als Vorwuchsbereich wird das Überprofil bezeichnet, welches zwangsläufig beim Düsenstrahlverfahren aufgrund der Herstellung des statisch erforderlichen Körpers aus Einzelsäulen entsteht und später gegebenenfalls abgefräst wird. Der baugrubenseitige Vorwuchs der Unterfangungskörper wies ein durchweg festes bis mäßig festes Gefüge aus mehr oder weniger zementierten Bereichen auf. Auffällig ist die teilweise scharfkantig, splittrige Zerlegung des Gefüges insbesondere am Übergang zum nicht verbesserten Baugrund. Die Trenn- und Bruchflächen sind häufig mit weißgrauen, kristallinen Belägen bedeckt (Bild 6.15).

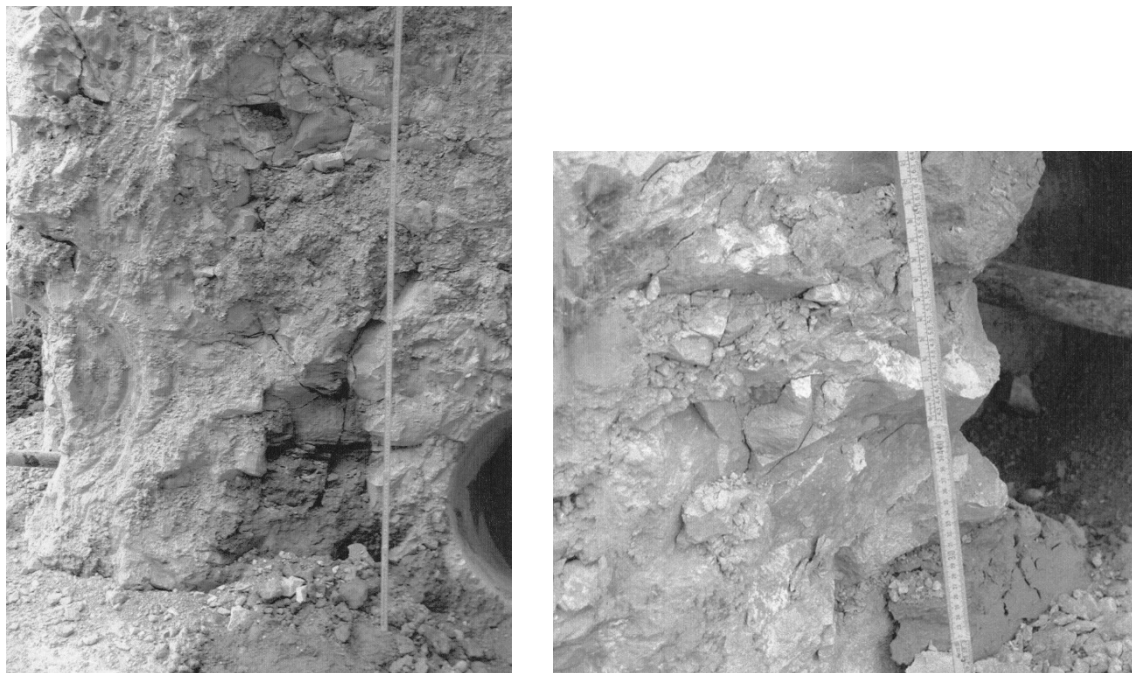


Bild 6.15 Scharfkantig-splittrige Zerlegung des Boden-Bindemittel-Gemisches mit weißgrauen Belägen auf den Trennflächen (baugrubenseitige Oberfläche der Unterfangung)

6.7 Laboruntersuchungen • Boden

In Ergänzung zu den in Tabelle 6.1 zusammengestellten bodenmechanischen Kenngrößen wurden insbesondere im Hinblick auf mögliche schadensrelevante Bestandteile im Baugrund ergänzende Laboruntersuchungen an ausgewählten Bodenproben durchgeführt.

Das Wasseraufnahmevermögen als Indexversuch für ein mögliches Quellpotential der tertiären Böden ist mit Werten von 34,3 % bis 62,5 % (im Mittel 43,4 %) nur gering bis niedrig, so dass die tertiären Böden ein sehr geringes, in einzelnen Fällen niedriges Quellpotential besitzen (vgl. DIN 18132).

Der Glühverlust V_{gl} der tertiären Böden beträgt aufgrund des geringen Gehaltes an organischen Bestandteilen im Mittel rd. 1,54 % (vgl. DIN 18128).

Der Kalkgehalt V_{Ca} wurde an Proben aus den tertiären Böden bis maximal 53 m unter GOF untersucht (vgl. DIN 18129). Der mittlere Kalkgehalt liegt bei rund 13 %, die Verteilung ist im südlichen und im nördlichen Baufeld in etwa gleich. Der Kalkgehalt setzt sich im Mittel aus 3,5 % Dolomit und 9,5 % Calcit zusammen. Erwartungsgemäß liegt der Kalkgehalt der quartären Böden mit im Mittel 47,9 % deutlich höher.

Der Sulfatgehalt SO_4 der Böden liegt mit maximal 1.203 mg/kg weit unter dem in DIN 4030 für die niedrigste Expositionsklasse XA1 bei chemischem Angriff angegebenen Grenzwert von 2.000 mg/kg. Die nicht betonangreifende Wirkung wird durch den nicht nachweisbaren Säuregrad nach Baumann-Gully bestätigt. Sowohl der Chloridgehalt mit maximal 511 mg/kg als auch der Sulfidgehalt mit weniger als 20 mg/kg sind ebenfalls sehr gering.

In Tabelle 6.2 ist die mineralogische Zusammensetzung der Böden zusammengefasst. Am Institut für Mineralogie der Technischen Universität Darmstadt wurden insgesamt 92 Bodenproben mittels Röntgenbeugungsanalyse untersucht und die Diffraktogramme nach der Bragg-Brentano-Methode zur qualitativen Mineralbestimmung erstellt. Die quantitative Auswertung der Diffraktogramme erfolgte mit Hilfe der Datenkataloge des International Centre of Diffraction Data (ICPDS), als Basiswert wurde hilfsweise die quantitative Quarzbestimmung anhand eines inneren Standards herangezogen, die Anteile der übrigen Mineralphasen wurden aus den Reflexdaten sowie aufgrund mineralspezifischer Faktoren nach der Methode von Cook et al. (1975) bestimmt. Die Genauigkeit der Auswertung für die Einzelwerte (relativer Fehler) liegt bei $\pm 5\%$ bis 10% , so dass lediglich Mittelwerte aufgeführt sind.

Kristalline Zusammensetzung der Mineralphasen [Gew.- %]	Quartär	Tertiär		
	sandige Kiese	bindige Schichten Tone und Schluffe	nicht-bindige Schichten	
			Fein- bis Mittelsande	Sand-Schluff- Gemische
Bodengruppe nach DIN 18 196	GW, GI, GU	TM, TA, UM, UL	SE, SU	SU*
Quarz	20	27	46	41
Plagioklas / Feldspat	5	11	24	25
Glimmer	8	23	12	14
Chlorite	12	13	7	7
Calcit	35	14	4	6
Dolomit	24	11	9	10

Tabelle 6.2 Mineralogische Zusammensetzung der Böden
(Mittelwerte)

Signifikante Unterschiede in der mineralogischen Zusammensetzung der Böden in Abhängigkeit des Standortes (Lage sowie Tiefe) wurden nicht festgestellt.

Der Boden enthält die Tonminerale Glimmer und Chlorite, die quellfähigen Tonminerale Montmorillonit und Kaolinit sind nicht enthalten, wodurch das mit den Versuchen zum Wasseraufnahmevermögen festgestellte sehr niedrige bis niedrige Quellpotenzial des Bodens bestätigt wird.

6.8 Laboruntersuchungen • Boden-Bindemittel-Gemische

6.8.1 Mineralogische Zusammensetzung

Insgesamt wurde die mineralogische Zusammensetzung des Boden-Bindemittel-Gemisches an 72 Proben aus den Unterfangungskörpern (in-situ-Proben) am Institut für Mineralogie der Technischen Universität Darmstadt mit der Röntgenbeugungsanalyse (siehe Kapitel 6.7) bestimmt. Die Ergebnisse sind in Tabelle 6.3 zusammengestellt.

Neben der natürlichen mineralogischen Zusammensetzung des Bodens mit den Mineralen Quarz, Glimmer, Chloriten, Plagioklas / Feldspat und Kalk (Calcit und Dolomit) sind im Boden-Bindemittel-Gemisch auch die bindemitteltypischen Calciumsilicathydratphasen (CSH-Phasen) enthalten. Zusätzlich wurden z.T. Gips und in allen Proben Ettringit in zum Teil ungewöhnlich großen Mengen nachgewiesen.

Die kristallinen Neubildungen auf Trennflächen und in Rissen sowie in größeren Poren wurden eindeutig als Ettringit identifiziert.

	Kristalline Zusammensetzung (Mittelwerte) der Mineralphasen [Gew.- %]	
	Boden-Bindemittel-Gemisch im Quartär (Probenanzahl: 15)	Boden-Bindemittel-Gemisch im Tertiär (Probenanzahl: 57)
Quarz	15	21
Plagioklas / Feldspat	2	6
Glimmer	6	11
Chlorite	1	5
Calcit	35	18
Dolomit	15	4
Ettringit	20	22
Gips	3	3
CSH-Phasen	6	5

Tabelle 6.3 Mineralogische Zusammensetzung des Boden-Bindemittel-Gemisches (Mittelwerte)

Abgesehen von der Unterscheidung zwischen dem Boden-Bindemittel-Gemisch im Quartär und Tertiär aufgrund der im Gemisch enthaltenen Bodenkörner wurden keine signifikanten Unterschiede in der mineralogischen Zusammensetzung der Proben aus den Unterfangungskörpern in Abhängigkeit des Entnahmeortes (Lage sowie Tiefe) festgestellt.

6.8.2 Visuelle Bemusterung von Gefügestruktur und Mineralphasenneubildung

Ergänzend wurde eine visuelle Bemusterung der Gefügestruktur und der Mineralphasenneubildungen (weißgraue Beläge) durchgeführt. Neben der Stereo-Lichtmikroskopie wurde hierfür die Röntgendiffraktometrie zur halbquantitativen mineralogischen Phasenanalyse verwendet. Die Identifikation der Mineralphasenneubildungen wurde mit dem Rasterelektronenmikroskop durchgeführt. Zudem wurden Dünnschliffe zur Analyse der Mikroriss- und -klufformationen mittels Polarisationsmikroskop angefertigt. Die Bestimmung der Ettringit-Anteile erfolgte durch die Auszählung der Reflex-Peakhöhen. Mit den Untersuchungen wurde das FA-Finger-Institut für Baustoffkunde an der Bauhaus-Universität Weimar beauftragt.

An zahlreichen Kontaktflächen zwischen Bindemittel und Bodenkörnern, in Poren der Boden-Bindemittel-Matrix sowie auf den Bruch- und Trennflächen wurden weiße, gelegentlich auch gelbliche Mineralphasenneubildungen nachgewiesen (Bild 6.16 bis 6.18). Während es sich bei den gelblichen Kristallen um neu gebildetes Calcit handelt, wurden die weißen kristallinen Beläge eindeutig als Ettringitkristalle identifiziert. Das Ettringit liegt in einer Al-armen Form vor und ist eindeutig durch sekundäre Bildung entstanden und liegt mengenmäßig deutlich über den üblicherweise zu erwartenden Werten, wogegen der Anteil an Portlandit (Ca(OH)_2) nur gering ist. Monosulfat als potentielle Quelle für die sekundäre Ettringitbildung wurde in weniger als 50 % der untersuchten Proben gefunden, Anhydrit als potenzieller Sulfatlieferant ist überhaupt nicht nachweisbar. Als potenzielle Aluminaträger sind die Schichtsilicate Glimmer (Muskowit) und Chlorit im Boden zu nennen.

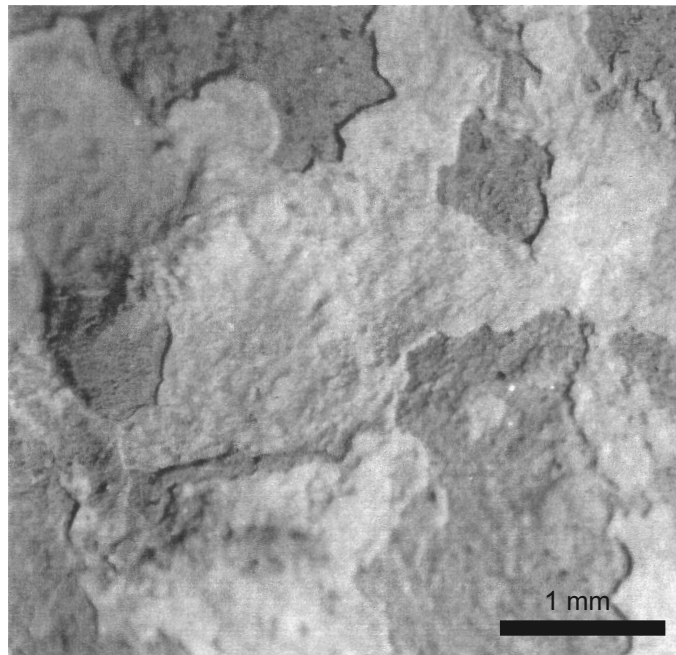


Bild 6.16 Massenhafte Ettringitbildung auf der Bruchfläche eines Bohrkerns aus dem Unterfangungskörper • Aufnahme mit dem Stereo-Lichtmikroskop (Stark, 2002)



Bild 6.17 Poren im Boden-Bindemittel-Gemisch mit dünnem Ettringitbesatz • Aufnahme mit dem Stereo-Lichtmikroskop (Stark, 2002)

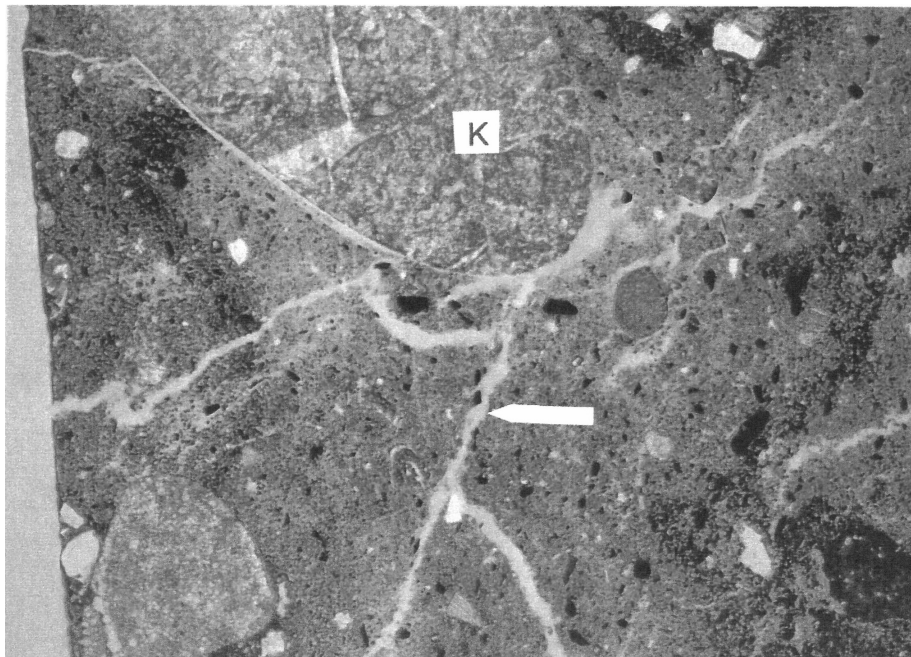


Bild 6.18 Dünnschliffaufnahme (Vergrößerung: ca. 120-fach) von verzweigtem Mikrorissgefüge mit Ettringitbesatz im Boden-Bindemittel-Gemisch (Stark, 2002)

6.8.3 Einaxiale Druckfestigkeit

Im Rahmen der bodenmechanischen Analyse wurde an insgesamt 51 Proben aus dem Unterfangungskörper die mittlere Dichte, und - soweit möglich - die einaxiale Druckfestigkeit und der Elastizitätsmodul in Anlehnung an DIN EN ISO 17892-7 sowie die Empfehlung Nr. 1 des AK 19 der DGGT experimentell ermittelt.

Die einaxiale Druckfestigkeit der betestbaren, d.h. nicht zerbröckelten oder zerbohrten, ausreichend standfesten Proben beträgt $q_{u,min} = 2,5 \text{ MN/m}^2$ bis $q_{u,max} = 22,4 \text{ MN/m}^2$. Die mittlere einaxiale Druckfestigkeit wurde zu $q_{u,mittel} = 8,32 \text{ MN/m}^2$ bestimmt, ein Zusammenhang zwischen einaxialer Druckfestigkeit und Entnahmeort bzw. -tiefe konnte an den betesteten Proben nicht festgestellt werden.

Der Elastizitätsmodul (Sekantenmodul) der betestbaren Proben aus den Unterfangungskörpern liegt bei $E_{u,mittel} \approx 2.400 \text{ MN/m}^2$ (300 MN/m^2 bis 15.100 MN/m^2).

6.8.4 Physikalische Kenngrößen des Boden-Bindemittel-Gemisches

Für die Langzeitversuche zur Bestimmung von Quelldruck und Quellhebung wurden die in Tabelle 6.4 zusammengestellten physikalischen Größen an 68 Proben aus dem Boden-Bindemittel-Gemisch der Unterfangungskörper gemäß den gültigen technischen Regelwerken bestimmt, um den Einfluss des Quellens auf die Materialeigenschaften untersuchen zu können.

Die mittlere Dichte der Proben aus dem Boden-Bindemittel-Gemisch der Unterfangungskörper wurde direkt nach Probennahme zu $\rho_{\text{mittel}} = 1,72 \text{ g/cm}^3$ bestimmt. Die große Streubreite zwischen $\rho_{\text{min}} = 1,34 \text{ g/cm}^3$ und $\rho_{\text{max}} = 2,40 \text{ g/cm}^3$ resultiert aus der großen Heterogenität des Materials. Der mittlere Wassergehalt mit $w = 33 \text{ \%}$ weist ebenfalls eine große Streubreite zwischen $w_{\text{min}} = 6 \text{ \%}$ und $w_{\text{max}} = 60 \text{ \%}$ auf. Ein signifikanter Zusammenhang zwischen den Kenngrößen Dichte, Wassergehalt, einaxiale Druckfestigkeit (vgl. Kapitel 6.8.3) und Elastizitätsmodul konnte schon allein aufgrund der großen Streubreite der Einzelergebnisse nicht festgestellt werden.

	Einheit	EINBAU, d.h. direkt nach der Probennahme aus dem Unterfangungskörper	AUSBAU, d.h. nach Beendigung der Laborversuche (Wasserlagerung > ... d)
Feuchtdichte ρ_f	[g/cm ³]	1,717	1,754
Trockendichte ρ_d	[g/cm ³]	1,319	1,325
Wassergehalt w	[%]	33,0	43,5
Feucht- / Trockendichte	[-]	1,318	1,289
Feuchtdichte - Trockendichte	[g/cm ³]	0,382	0,325
Oberfläche / Volumen	[-]	0,128	0,142

Tabelle 6.4 Bodenphysikalische Eigenschaften des Boden-Bindemittel-Gemisches (Mittelwerte) des Unterfangungskörpers

6.8.5 Langzeitversuche zum Quelldruck

Im Anschluss an die o.g. Bestimmung der bodenphysikalischen Eingangsparameter wurde die zeitliche Entwicklung des Quelldruckes an 17 Proben bei Lagerung im Wasser in Anlehnung an die Empfehlung Nr. 11 des AK 19 der DGEG mit dem Kompressionsgerät (Ödometer) bestimmt.

Die Proben (Durchmesser 750 mm, Höhe 20 mm) wurden aus den Kernstücken der Bohrkerne geschnitten und direkt in den Ring des Kompressionsgerätes eingepasst. Um den Einfluss von großen Kieskörnern und nicht zementierten Bodeneinschlüssen im Boden-Bindemittel-Gemisch auszuschließen und aufgrund der nur in den tertiären Böden für die Ettringitbildung relevanten Tonminerale, wurden lediglich Proben aus dem Bereich des Tertiärs mit augenscheinlich homogener Struktur verwendet. Die Proben wurden direkt nach der Kerngewinnung mit ihrem in-situ-Wassergehalt in die Versuchseinrichtung eingebaut. Um den Einfluss aus der Sättigungsphase auf den Quelldruck möglichst zu minimieren, wurden Proben mit vergleichsweise hohem Wasserge-

halt ausgewählt. Als Lagerungswasser wurde Grundwasser aus einem Brunnen auf der Baustelle verwendet, um die Randbedingungen von vor Ort möglichst gut nachzubilden. Die Aufzeichnung des Quelldruckes erfolgte elektronisch, die Verhinderung von Quelldehnungen wurde mittels mechanischer Messuhr kontrolliert.

Der Beginn der Quelldruckmessung erfolgte sofort nach Probeneinbau und Wasserzugabe, so dass sowohl der Quelldruck infolge Wasseraufnahme (physikalische Quellungen) als auch infolge chemischer Prozesse erfasst wurde. In Bild 6.19 sind Ergebnisse der Quelldruckversuche dargestellt. Die Versuchsdauer bis zum Erreichen des maximalen Quelldruckes $\sigma_{q,max}$ lag zwischen 120 und 630 Tagen.

Alle Proben zeigen einen charakteristischen Quelldruckverlauf in Form der mehr oder weniger steilen S-Kurve. Versuchstechnisch bedingt entsteht nach Aufsetzen der Messeinrichtung auf die Probe und die anschließende (Teil-)Sättigung der Probe durch die Wasserlagerung zunächst ein geringer Anfangsquelldruck von 2,5 kN/m² bis 5,2 kN/m². Die beobachtete Sättigungsphase ist nach maximal 70 Tagen abgeschlossen. Im Anschluss steigt der durch chemische Reaktionen im Inneren der Probe hervorgerufene Quelldruck stetig an, bis ein chemisches Gleichgewicht im Probeninnern erreicht ist (maximaler Quelldruck). Bei den Proben Nr. 1a, Nr. 3 und Nr. 4 ist dieser Gleichgewichtszustand bereits nach spätestens 200 Tagen erreicht, der Anstieg des Quelldruckes ist sehr steil. Bei den Proben Nr. 2 und Nr. 5 verläuft die Quelldruckkurve flacher, der maximale Quelldruck wird erst nach mehr als 600 Tagen erreicht. Der maximal gemessene Quelldruck σ_q liegt zwischen 5 kN/m² und 110 kN/m². Der Zeitraum, der bis zum Erreichen des maximalen Quelldruckes erforderlich ist, korreliert direkt mit dem maximalen Quelldruck. Erwartungsgemäß ist auch ein direkter Zusammenhang

zwischen den Festigkeits- und Verformungseigenschaften der Probe (einaxiale Druckfestigkeit, resp. E-Modul) und dem maximalen Quelldruck erkennbar. Der Quelldruck ist umso größer, je geringer die Materialgüte ist (Bild 6.20).

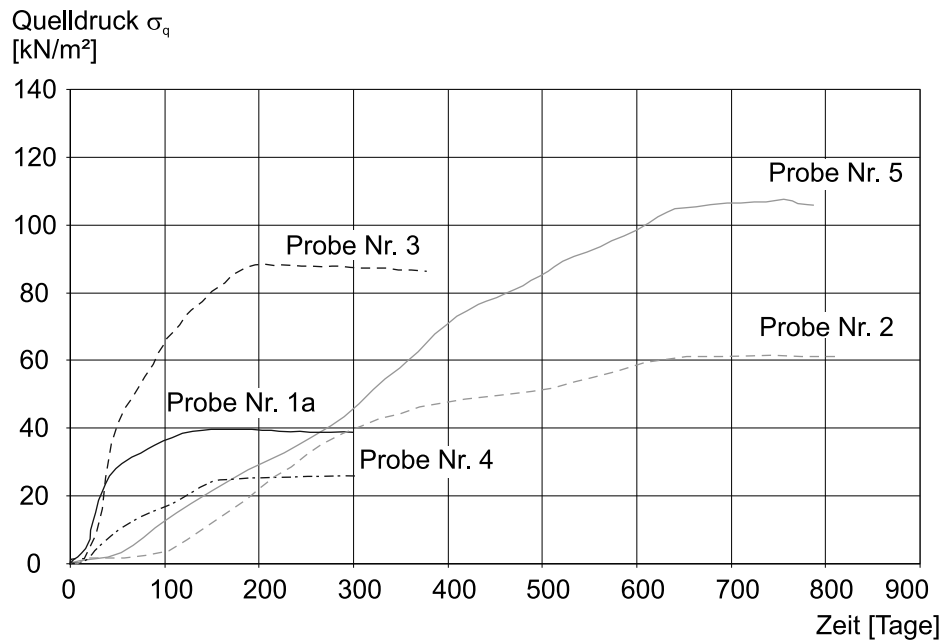


Bild 6.19 Ergebnisse der Entwicklung des Quelldruckes σ_q über die Zeit an fünf Proben aus dem Unterfangungskörper

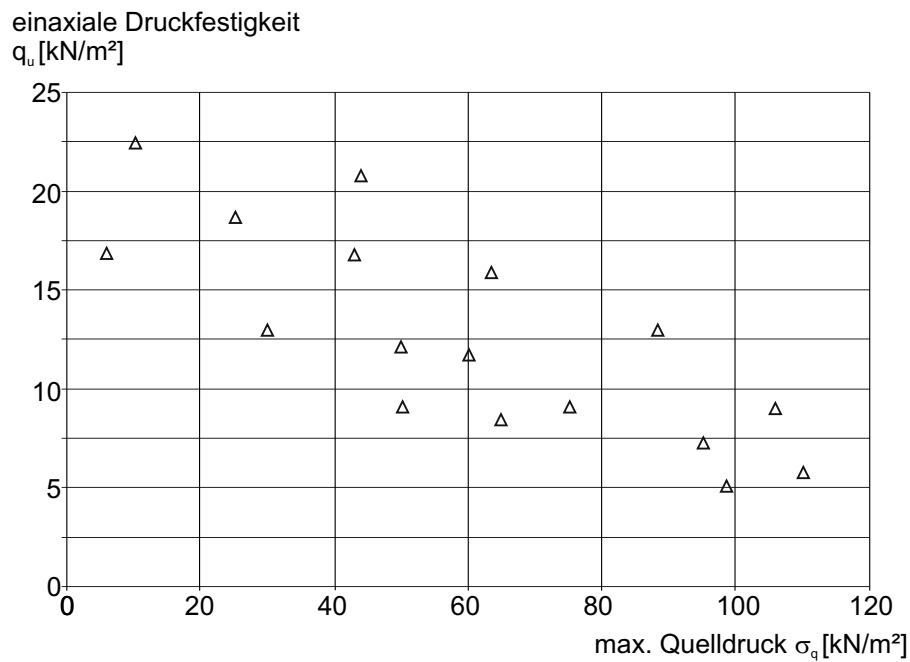


Bild 6.20 in-situ-Proben: maximal gemessener Quelldruck in Abhängigkeit der einaxialen Druckfestigkeit

Die Dichte der Proben zu Versuchsbeginn bzw. Einbaudichte $\rho_{f, \text{ Anf.}}$ der Proben, an denen der Quelldruck gemessen wurde, lag zwischen $1,63 \text{ g/cm}^3 < \rho_{f, \text{ Anf.}} < 1,81 \text{ g/cm}^3$, im Mittel bei $1,71 \text{ g/cm}^3$. Nach Versuchsende wurde eine gegenüber der Feuchtdichte zu Versuchsbeginn (Einbau) leicht höhere mittlere Feuchtdichte (Ausbau) von $\rho_{f, \text{ End.}} = 1,73 \text{ g/cm}^3$ ermittelt. Die maximal gemessene Dichtezunahme (feucht) betrug $\Delta\rho_f = 1,8 \text{ \%}$. Auch bei der Trockendichte wurde eine geringfügige Zunahme von $\rho_{d, \text{ Anf.}} = 1,35 \text{ g/cm}^3$ auf im Mittel $\rho_{d, \text{ End.}} = 1,37 \text{ g/cm}^3$ nach Abschluss der Versuche festgestellt. Der Wassergehalt der Proben stieg im Mittel von $w_{\text{Anf.}} = 42,42 \text{ \%}$ auf $w_{\text{End.}} = 49,98 \text{ \%}$ an.

Erwartungsgemäß fällt mit zunehmender Dichte der maximale Quelldruck $\sigma_{q, \text{ max.}}$. Dieser Zusammenhang wurde sowohl für die Feucht- als auch für die Trockendichte zu Versuchsbeginn wie auch zu Versuchsende durch die Versuche bestätigt. Bild 6.21 zeigt beispielhaft den Zusammenhang zwischen dem maximalen Quelldruck und dem Wassergehalt zu Versuchsbeginn. Proben mit hohem Wassergehalt besitzen einen höheren Porenanteil. Durch Kristallisation des Ettringits werden diese Poren zunächst gefüllt, bevor ein messbarer Quelldruck entsteht. Ein Teil des Quellpotenzials wird durch die Porenstruktur kompensiert.

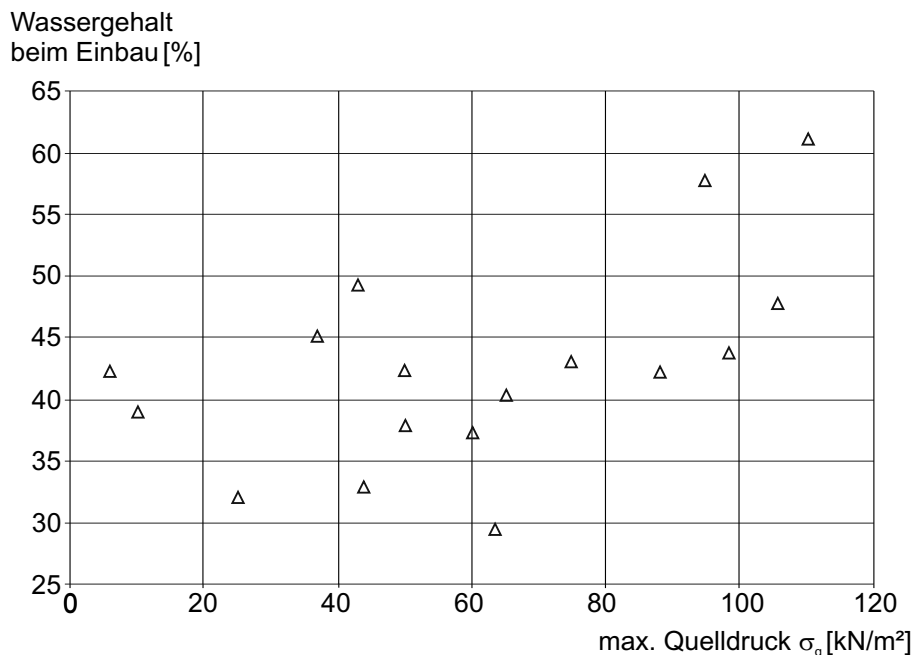


Bild 6.21 in-situ-Proben: Wassergehalt der Proben zu Versuchsbeginn in Relation zum maximalen Quelldruck

Mit den Versuchen konnte darüber hinaus tendenziell der Zusammenhang zwischen einaxialer Druckfestigkeit und der Versuchsdauer, die bis zum Erreichen des maximalen Quelldruckes erforderlich ist, festgestellt werden. Je größer die Druckfestigkeit, desto

schneller ist der maximale Quelldruck erreicht. Dies bestätigt die Annahme, dass Gefügeschäden, hier charakterisiert durch eine geringe einaxiale Druckfestigkeit, den Quellprozess begünstigen.

6.8.6 Langzeitversuche zur Bestimmung der Quelldehnung

Zur Bestimmung des Quellverhaltens wurde an 48 Proben aus dem Boden-Bindemittel-Gemisch der Unterfangungskörper der Quelldehnungsverlauf über die Zeit ermittelt. Alle Proben wurden aus dem Bereich der Unterfangungskörper in den tertiären Böden entnommen, d.h. in der Gefügestruktur des Boden-Bindemittel-Gemisches sind keine Kieskörner eingelagert, die die Ergebnisse u.U. beeinflussen können. Die Größe der an der Oberfläche sichtbaren Feinsand- und Schluffeinschlüsse wurde auf maximal 3 cm Durchmesser begrenzt.

Es wurden sowohl Versuche mit verhinderter Seitendehnung in axialer Richtung in Anlehnung an die Empfehlung Nr. 11 des AK 19 der DGEG mit dem Kompressionsgerät (Ödometer) als auch Versuche ohne Verhinderung der Seitendehnung, sogenannte freie Quellversuche mit Proben mit quadratischer bzw. runder Grundfläche durchgeführt. Die Oberfläche der Proben mit runder Grundfläche liegt zwischen 250 cm² und 275 cm², die Oberfläche der Proben mit quadratischer Grundfläche beträgt 140 cm² bis 146 cm². Das Probenvolumen der 2 cm bis 3 cm hohen Probekörper liegt bei den Proben mit quadratischer Grundfläche bei 105 cm³ < V < 110 cm³, bei den Proben mit runder Grundfläche bei 175 cm³ < V < 285 cm³.

Wie in Tabelle 6.5 dargestellt, unterscheiden sich die unterschiedlichen Probeformen „rund“ und „eckig“ im Verhältnis Oberfläche zu Volumen um rund 20 %.

Verhältniswert Oberfläche / Volumen [-]			
	Mittelwert	Standardabweichung	Anzahl der Proben n
alle in-situ-Proben	0,1242	0,0169	48
nur runde Form	0,1123	0,0116	23
nur eckige Form	0,1351	0,0133	25

Tabelle 6.5 Verhältniswert Oberfläche / Volumen der in-situ-Proben aus Boden-Bindemittel-Gemisch für den Quelldehnungsversuch

Um eine Vorab-Beeinflussung der Gefügestruktur zu vermeiden, wurden alle Proben mit ihrem in-situ-Wassergehalt von $7,9 \% < w < 60,9 \%$ (im Mittel $33,0 \%$) in den Versuchsstand eingebaut, mit Grundwasser vom Baufeld rund 2 cm überdeckt und bei einer Raumtemperatur von $\pm 20 \text{ }^{\circ}\text{C}$ gelagert. Die Belastung der Proben durch die Messeinrichtung liegt je nach Messapparatur zwischen 1 kN/m^2 und 2 kN/m^2 . Die Aufzeichnung der Quelldehnung erfolgte mit mechanischen Messuhren mit einer Skalierung von $0,001 \text{ mm}$, die Ablesung erfolgte kontinuierlich über die Zeit, wobei die zeitlichen Abstände zwischen den Ablesungen mit zunehmender Versuchsdauer angepasst wurden. In Bild 6.22 sind ausgewählte Ergebnisse der Quelldehnungsversuche über die Zeit dargestellt.

Direkt nach Einbau und Wässerung der Proben treten zunächst starke Quelldehnungen auf, die auf den Vorgang der Wassersättigung und die daraus resultierenden physikalischen Quellvorgänge in den Proben zurückzuführen sind. Wie in Bild 6.23 anhand der halblogarithmischen Darstellung erkennbar, liegen die physikalisch bedingten Quelldehnungen bei bis zu $0,65 \%$ der Anfangsprobenhöhe und treten innerhalb der ersten 24 Stunden der Wasserlagerung auf. Ist das Gefüge des Boden-Bindemittel-Gemisches nicht ausreichend fest, so können die physikalischen Quelldehnungen bereits zu feinsten Rissen im Gefüge führen. Mit Bezug auf Bild 6.22 lassen sich anhand des Quelldehnungsverlaufs charakteristische Kurvenverläufe unterscheiden. Bei den Proben des Typs I zeigt sich ein schleichender Übergang vom rein physikalisch verursachten Quellen in das chemisch induzierte Quellen, die Steigung der Quelldehnungskurve nimmt mit zunehmender Versuchsdauer stark ab und strebt einem maximalen Quelldehnungswert $\varepsilon_{q, \max}$ zu, der nach etwa 100 Tagen erreicht ist. Die in-situ-Proben des Typs II weisen nach Abschluss der physikalisch induzierten Quelldehnungen zu Beginn der Wasserlagerung zunächst nur geringe, mit der Zeit stetig zunehmende und langandauernde chemisch bedingte Quelldehnungen auf. Bei den Proben des Typs II liegt der im Labor gemessene maximale Quelldehnungswert $\varepsilon_{q, \max}$ bei nur rund 25% des maximalen Quelldehnungswertes, der bei den Proben Typ I beobachtet wurde. Allerdings ist bei den meisten Proben des Typs II auch nach rd. 300 Tagen Wasserlagerung der Quellprozess noch nicht vollständig abgeschlossen.

Als Typ I-II wurden einzelne Proben charakterisiert, die nicht eindeutig durch einen der vorgenannten Kurvenverläufe charakterisiert werden können. Bei zwei der in Bild 6.22 dem Typ I-II zugeordneten Proben steigt die Quellrate nach ca. 15 resp. 120 Tagen ungewöhnlich stark an. Ursache hierfür kann möglicherweise eine fortschreitende Gefügeschädigung z.B. in Form von Haarrissen sein, die größere Quellraten ermöglicht.

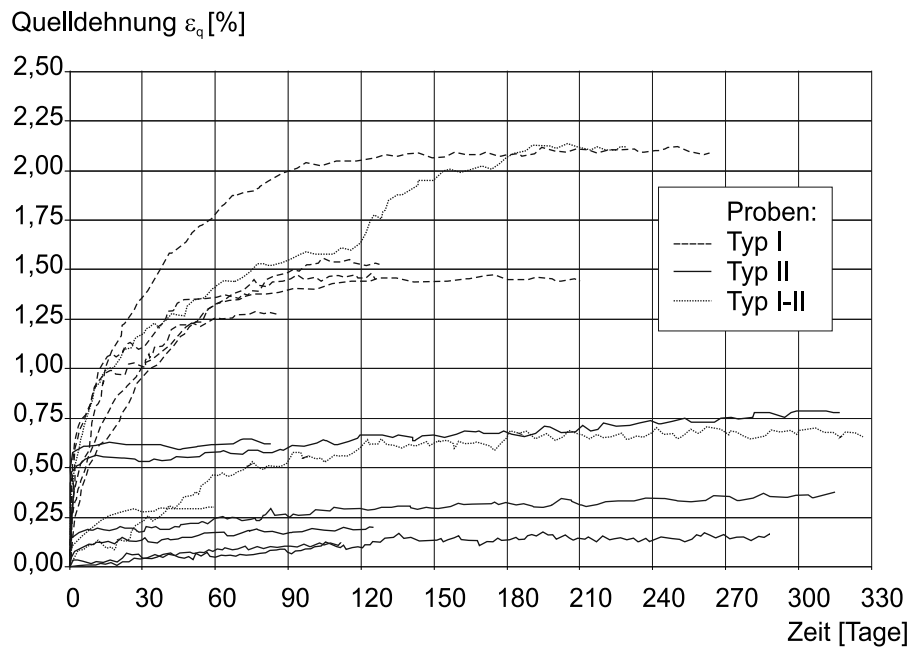


Bild 6.22 In-situ-Proben aus den Unterfangungskörpern aus Boden-Bindemittel-Gemisch • Quelldehnungsverlauf über die Zeit

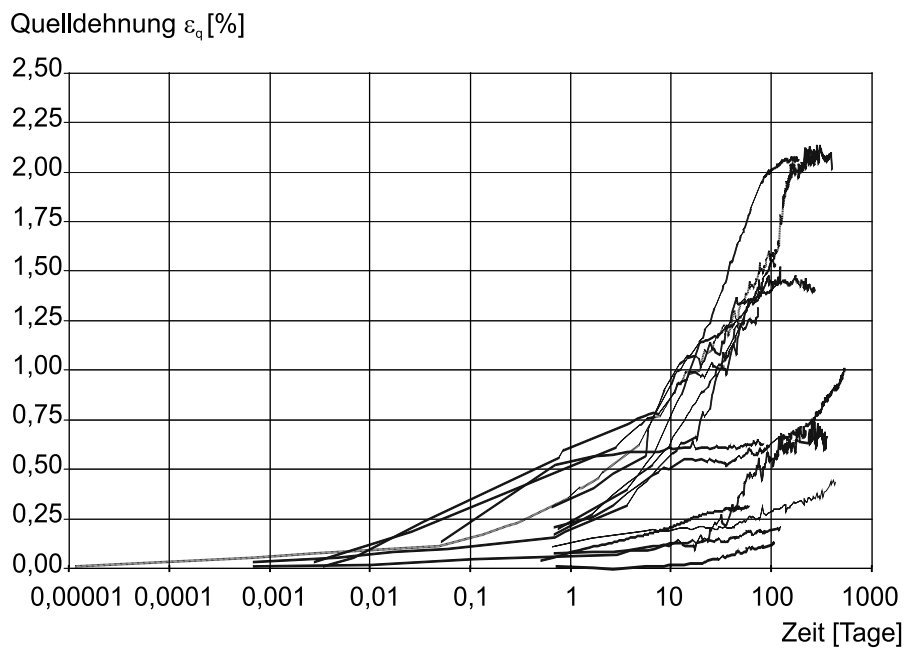


Bild 6.23 In-situ-Proben aus den Unterfangungskörpern aus Boden-Bindemittel-Gemisch • Quelldehnungsverlauf über die Zeit im halblogarithmischen Maßstab

Generell ist nach Auswertung aller Versuche festzustellen, dass die Ergebnisse der Quelldehnungsversuche an den in-situ-Proben große Streuungen aufweisen. Insgesamt weisen die Proben aus dem nördlichen und aus dem westlichen Unterfangungskörper

mit im Mittel 0,33 % bis 0,34 % kleinere Quelldehnungen auf als die Proben aus den südlichen (im Mittel 0,98 %) und östlichen Unterfangungskörper (im Mittel 0,47 %). Die Proben mit den größten Quelldehnungen $\varepsilon_{q,max} > 1,0$ % stammten jeweils etwa gleich verteilt aus allen Bereichen des Baufeldes.

Von den 48 untersuchten Proben des Boden-Bindemittel-Gemisches aus den Unterfangungskörpern zeigten insgesamt 16 % der Proben trotz Änderung im Wassergehalt keine Volumenänderung. Es trat während der gesamten Beobachtungszeit kein Quellen auf. Bei insgesamt 10 % der untersuchten Proben wurden lediglich Quelldehnungen bedingt durch Änderungen im Wassergehalt beobachtet. An insgesamt 74 % der Proben konnten langanhaltende, chemisch bedingte Quellvorgänge beobachtet werden. Die maximal gemessene Quelldehnung $\varepsilon_{q,max}$ beträgt 2,15 %. Wie oben beschrieben (vgl. auch Bild 6.23) ist der Quellprozess bei einigen Proben auch nach mehr als 300 Tagen Wasserlagerung noch nicht vollständig abgeschlossen.

Der Vergleich der Versuchsergebnisse an Proben mit und ohne verhinderter Seitendehnung ergab, dass der durch die Verhinderung der Seitendehnung erzielte Einspanneffekt zu erheblich größeren Streuungen in den Versuchsergebnissen führt, als bei den Proben ohne Verhinderung der Seitendehnung. Die mittlere gemessene maximale Quelldehnung ist bei den Versuchen ohne Verhinderung der Seitendehnung rund 18 % größer als bei den Versuchen mit Verhinderung der Seitendehnung.

Ein signifikanter Einfluss des Verhältnisses Oberfläche zu Volumen auf die gemessenen Quelldehnungen konnte nicht festgestellt werden. Offensichtlich spielen andere Effekte, wie z.B. Porenstruktur, Vorschädigungen in Form von Haarrissen, Mischungsverhältnis Boden / Bindemittel, Homogenität etc. hier eine größere Rolle.

6.8.7 Analyse und Schlussfolgerungen aus den Laborversuchen an den Boden-Bindemittel-Gemischen

Bild 6.24 zeigt, dass der Quellprozess durch kontrolliertes Zulassen von Quelldehnungen nicht verhindert, der Quelldruck jedoch erheblich reduziert werden kann. Aus der Probe Nr. 1 wurden zwei Teilproben (Nr. 1a und Nr. 1b) gewonnen, an denen der Quelldruck (Probe Nr. 1a, vgl. Bild 6.19) sowie die Quelldehnung (Probe Nr. 1b) gemessen wurden. Nach ca. 80 Tagen Versuchsdauer wurde bei Probe Nr. 1b eine weitere Quelldehnung verhindert und dann der Quelldruck aufgezeichnet (Bild 6.24).

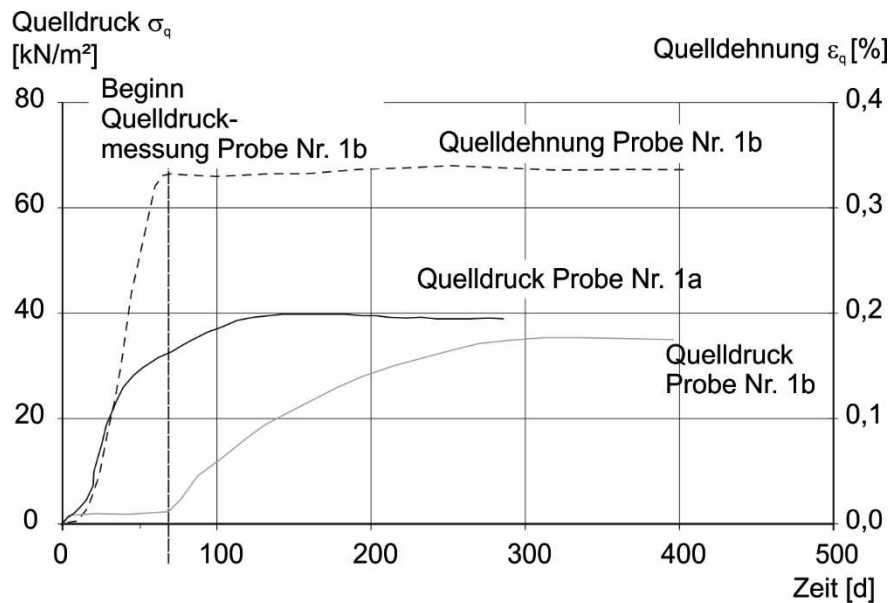


Bild 6.24 Kombiniertes Quelldruck- und Quellhebungsversuch an Probe Nr. 1b im Vergleich zum Quelldruckversuch an Probe Nr. 1a

Durch Zulassen von ca. 0,34 % Quelldehnung lässt sich der maximale Quelldruck um rd. 15 % reduzieren. In Bild 6.25 ist die Korrelation zwischen relativer Quelldehnung $\varepsilon_{q,rel.}$ und relativem Quelldruck $\sigma_{q,rel}$ bezogen auf die jeweils maximal gemessene Quelldehnung ε_q bzw. den Quelldruck σ_q zu Versuchsende zu ausgewählten Zeitpunkten dargestellt. Alle untersuchten Proben zeigen einen vergleichsweise einheitlichen Kurvenverlauf. Danach korreliert eine relative Quelldehnung von rund 20 % mit einem relativen Quelldruck zwischen 40 % und 70 %. Im Ergebnis zeigt sich, dass bereits das Zulassen von geringen Quelldehnungen (bis zu 10 %) die maximalen Quelldrücke erheblich (bis zu 50 %) reduziert werden können. Können relative Quelldehnungen von > 50 % toleriert werden, ist es möglich, den maximalen Quelldruck um mehr als 70 % zu reduzieren. Allerdings sind dann die mit den Quelldehnungen einhergehenden Einbußen in der Festigkeit zu berücksichtigen.

Dieses Ergebnis ist insbesondere aus baupraktischer Sicht von Bedeutung, da ein erster Anhaltspunkt existiert, welche Maßnahmen im Fall der schädigenden Ettringitbildung in Betracht gezogen werden können. Aufgrund der stark streuenden Absolutwerte des gemessenen Quelldruckes ist eine genauere Prognose jedoch nicht möglich.

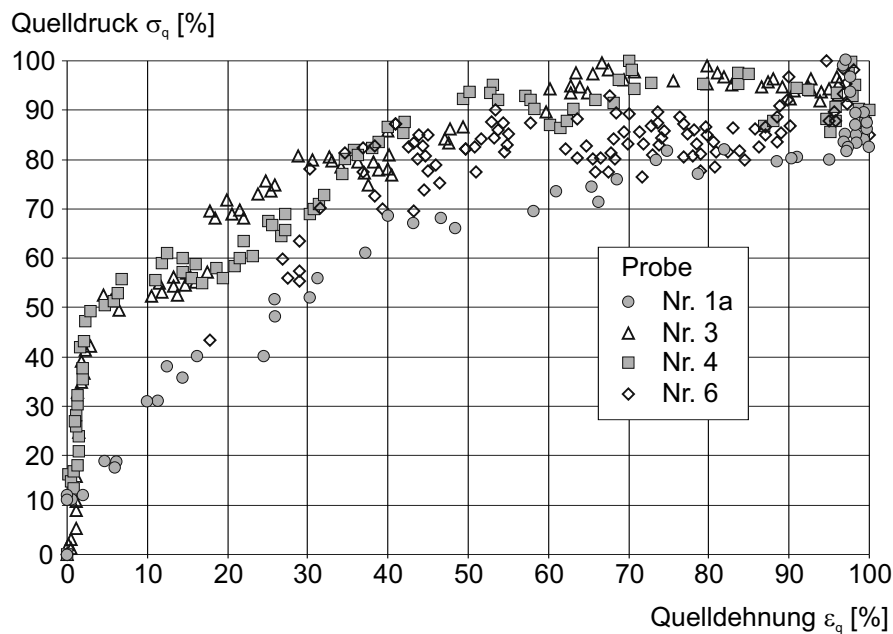


Bild 6.25 Korrelation zwischen relativem Quelldruck und relativer Quelldehnung bezogen auf die jeweiligen Maximalwerte zu ausgewählten Zeitpunkten

Ergänzend wurden auch Versuche an in-situ-Proben zur Entwicklung des Quelldruckes bei gestaffelter Quelldehnung durchgeführt. Dazu wurden einige Proben nach Erreichen des maximalen Quelldruckes stufenweise ent- und anschließend wieder belastet. Zu Versuchsende erfolgte in jedem Fall eine vollständige Entlastung.

Nachdem der maximale Quelldruck erreicht war, wurde die Probe Nr. 5 zunächst zu etwas mehr als 50 % entlastet. Nach den sofort auftretenden Quelldehnungen, die auf den Entspannungseffekt in der Probe zurückgeführt wird, konnte ein erneutes Ansteigen des Quelldruckes beobachtet werden. Offenbar wurde das nach Erreichen des maximalen Quelldruckes zunächst vorhandene chemische Gleichgewicht in der Probe durch die Entlastung gestört und der Quellprozess erneut angeregt (vgl. Bild 6.26). Nach der abschließenden, vollständigen Entlastung der Probe wurden über einen längeren Zeitraum keine signifikanten Quelldehnungen mehr festgestellt.

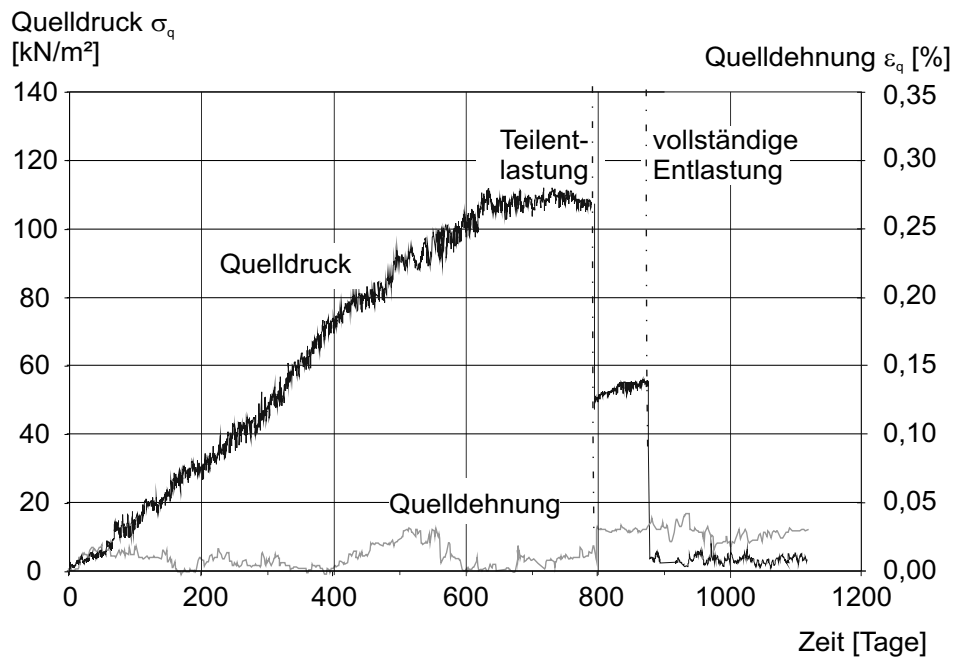


Bild 6.26 Entwicklung von Quelldruck und -dehnung infolge stufenweiser Entlastung der Probe Nr. 5 nach dem Erreichen des maximalen Quelldruckes

Wie die Wiederbelastungsphase in Bild 6.27 an der Probe Nr. 3 zeigt, ist es möglich, den Quellprozess durch eine erneute Belastung zu unterbrechen und die bis dahin aufgetretenen Quelldehnungen nahezu vollständig zu überdrücken. Der eigentliche Quellprozess wird dadurch jedoch nur temporär unterbrochen. Das vorhandene Quellpotenzial bleibt erhalten. Ändert sich das chemische Gleichgewicht durch die abschließende vollständige Entlastung, setzt der Quellprozess wieder ein und es kommt wieder zu kontinuierlich zunehmenden Quelldehnungen.

Rund 4 Monate nach den ersten Rissen in der historischen Fassade war die im Düsenstrahlverfahren erstellte Unterfangung eindeutig als Schadensherd identifiziert. Materialproben aus dem Unterfangungskörper (in-situ-Proben) zeigten unter Laborbedingungen ein hohes Quellpotenzial infolge von Ettringitbildung, welches offenbar nicht im Zuge der Bindemittelhydratation, sondern erst im bereits verfestigten Boden-Bindemittel-Gemisch gebildet wurde. Die massenhaft auf Trennflächen und in Poren etc. identifizierten Ettringitbeläge waren ein eindeutiges Indiz für die schädigende Ettringitbildung. Der Quellprozess selbst konnte weder durch Ballastierung noch durch die sowieso geplante Grundwasserabsenkung und damit das Reduzieren der Wasserzufuhr vollständig gestoppt werden, was durch die kombinierten Quelldruck-Quelldehnungsversuche im Labor tendenziell bestätigt werden konnte.

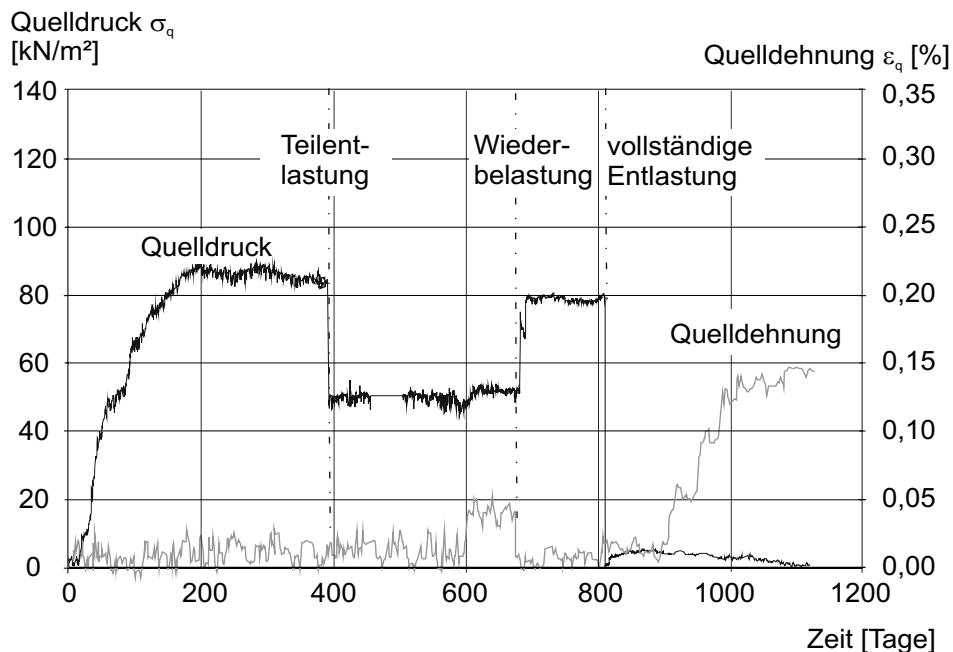


Bild 6.27 Entwicklung von Quelldruck und -dehnung nach dem Erreichen des maximalen Quelldruckes infolge Teilentlastung, Wiederbelastung und vollständiger Entlastung der Probe Nr. 3

Die in-situ an den Unterfangungskörpern gemessenen Quellungen stehen in guter Übereinstimmung mit den im Labor unter konstanten Randbedingungen ermittelten Werten. Die für die langfristige Prognose relevanten Werte liegen hier bei maximal rd. 0,03 ‰/Tag. Die vor Ort gemessene Quellrate liegt bezogen auf die Höhe der Unterfangung bei rund 0,1 ‰/Tag. Sowohl mit den Messungen vor Ort als auch bei den Untersuchungen im Labor konnten trotz der langen Beobachtungszeit keine zuverlässigen Hinweise auf ein Abklingen des Quellprozesses festgestellt werden.

Die Unterschiede in den Messergebnissen in-situ und im Labor sind im Wesentlichen wie folgt zu erklären: Die bodenmechanischen Untersuchungen im Labor an in-situ-Proben aus den Unterfangungskörpern konnten lediglich an denjenigen Kernteilen durchgeführt werden, die einen ausreichenden Verbund (i.e. Festigkeit) aufweisen, also überhaupt betestbar sind. Dementsprechend repräsentieren die aus den Laboruntersuchungen gewonnen Erkenntnisse strenggenommen nur die intakten Bereiche des Unterfangungskörpers, während die tatsächlichen Eigenschaften tendenziell schlechter eingestuft werden müssen, da weitere Einflussparameter (Trennflächen, große Poren, Witterung, Änderungen im Spannungszustand infolge Baufortschritt, etc.) im Labor nicht erfasst wurden bzw. nicht erfasst werden konnten. Gleichzeitig ist aufgrund der kleinen Probengröße davon auszugehen, dass geringe Schäden in der Gefügestruktur im Verhältnis größere Quelldehnungen bzw. Quelldrücke ermöglichen als vor Ort.

6.9 Laboruntersuchungen • Bindemittelproben

Zur Analyse, ob möglicherweise im Bindemittel selbst die für die schädigende Ettringitbildung erforderlichen Bestandteile vorhanden sind und ob und in welcher Form die Bodenbestandteile das Quellverhalten beeinflussen, wurden sowohl die Bindemittelproben untersucht, die als Rückstellproben während der Herstellung des Boden-Bindemittel-Gemisches von der Bindemittelsuspension entnommen worden waren als auch Bindemittelproben in Pulverform, die aus dem Silo auf der Baustelle entnommen worden sind.

6.9.1 Mineralogische Zusammensetzung

Insgesamt wurde die mineralogische Zusammensetzung von 11 Rückstellproben und 9 Pulverproben am Institut für Mineralogie der Technischen Universität Darmstadt mit der Röntgenbeugungsanalyse bestimmt (siehe Kapitel 6.7). Die Ergebnisse der Analyse der Rückstellproben sind in Tabelle 6.6 zusammengestellt.

	Kristalline Zusammensetzung der Mineralphasen [Gew.- %]
Quarz	12 bis 18
Calcit	18 bis 44
Ettringit	20 bis 31
Gips	0 bis 15
Portlandit	0 bis 5
CSH-Phasen	9 bis 12

Tabelle 6.6 Mineralogische Zusammensetzung der Bindemittelproben (Rückstellproben)

Das für die Herstellung der Unterfangungskörper verwendete handelsübliche, ölschieferhaltige hydraulische Bindemittel (Pulverproben) besteht laut mineralogischer Analyse aus Quarz und zu etwa gleichen Anteilen aus Calcit und Anhydrit. Zudem sind die Zementklinkerphasen C_3S und C_2S sowie geringe Mengen Brownmillerit, Calciumoxid, C_3A und Portlandit enthalten. Im verfestigten Zustand wurde in den Bindemittelproben (Rückstellproben) Quarz, Calcit, CSH-Phasen, Portlandit sowie Gips und mit 20 – 31 Gew.-% unerwartet große Mengen Ettringit nachgewiesen.

Auffallend ist der vergleichsweise hohe Anteil an Ettringit sowie in einigen Proben der hohe Gipsanteil. Ein direkter Zusammenhang zwischen beiden Komponenten konnte jedoch nicht festgestellt werden.

6.9.2 Langzeitversuche zur Quelldehnung

Insgesamt wurden an 24 Bindemittelproben Versuche zur Quelldehnung durchgeführt.

In den Laborversuchen wurde nachgewiesen, dass die Rückstellproben bei Wasserlagerung ein Quellpotenzial besitzen. An zehn Proben wurden Quelldehnungen $> 0,1 \%$ gemessen, bei den übrigen Proben lag die Quelldehnung bei $< 0,1 \%$.

Die maximale Quelldehnung $\varepsilon_{q, \max}$ wurde zu $0,08 \%$ bis $1,15 \%$ gemessen und war nach spätestens 350 Tagen Versuchsdauer erreicht (Bild 6.28). Auffällig war, dass bis auf wenige Ausnahmen alle Proben mit Quelldehnungen $> 0,1 \%$ aus der Herstellung der südlichen Unterfangungskörper stammten.

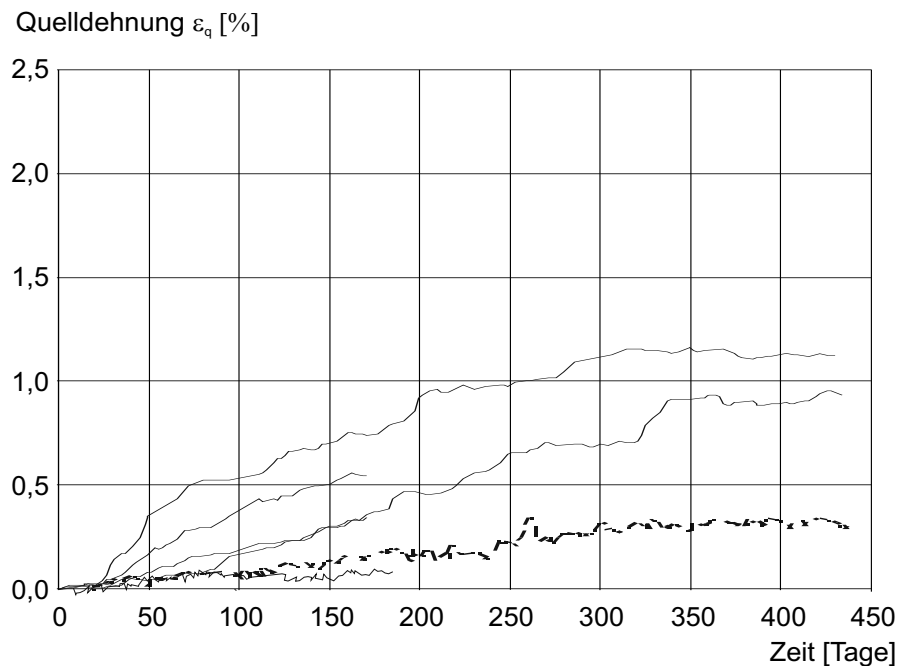


Bild 6.28 Quelldehnungsverlauf ausgewählter Bindemittelproben (Rückstellproben) über die Zeit

Der Vergleich der Ergebnisse der Quelldehnungsverläufe der in-situ-Proben (Bild 6.22) mit den Bindemittelproben (Bild 6.28) zeigt, dass sich das Quelldehnungsverhalten der Bindemittelproben zu Versuchsbeginn deutlich von den Proben aus dem Boden-Bindemittel-Gemisch unterscheidet. Wie in der doppelt logarithmischen Darstellung in Bild 6.29 zu erkennen, treten bei den Bindemittelproben nahezu keine physikalisch

induzierten Quelldehnungen auf, der chemische Quellprozess setzt nach 4 bis 10 Tagen ein und verläuft bei einem Teil der Bindemittelproben sogar stärker als bei den in-situ-Proben aus dem Unterfangungskörper.

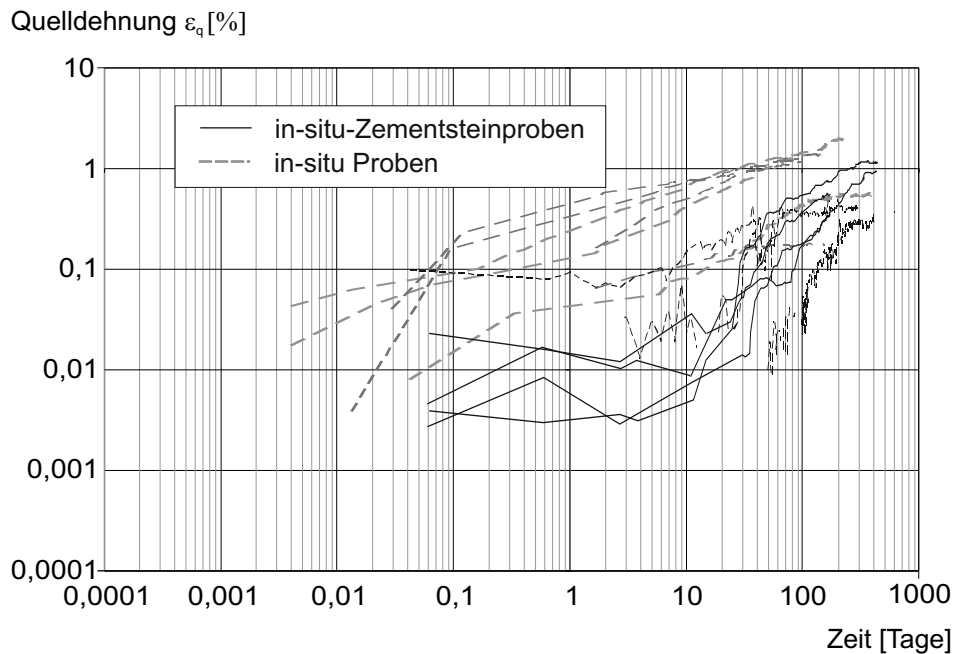


Bild 6.29 Quelldehnungsverlauf über die Zeit im doppelt logarithmischen Maßstab • Vergleich zwischen Bindemittelproben (Rückstellproben) und Proben aus den Unterfangungskörpern

Als Ergebnis der Laborversuche ist festzustellen, dass der Bodenanteil im Boden-Bindemittel-Gemisch zunächst das physikalische Quellverhalten beeinflusst. Die homogene und augenscheinlich dichtere Gefügestruktur der Bindemittelproben wird durch die Beimischung von Bodenteilchen so verändert, dass Wasser leichter in das Gefüge eindringen kann. In der Phase der chemischen Quelldehnungen ist der Einfluss der Tonminerale für die Ettringitbildung erkennbar, da trotz geringerem Bindemittelanteil im Gemisch die Quelldehnung nicht um den gleichen Anteil reduziert ist wie bei den Bindemittelproben.

Neben dem Bindemittel spielen auch die Bodenbestandteile bei dem beobachteten Quellprozess eine maßgebliche Rolle. Ein zunächst vermuteter Zusammenhang zwischen der verwendeten Bindemittelcharge für die Herstellung einzelner Unterfangungsabschnitte und den Quelldehnungen kann aufgrund der Untersuchungsergebnisse sicher ausgeschlossen werden.

6.10 Zusammenfassende Analyse der Untersuchungsergebnisse

Der Vergleich der Ergebnisse der mineralogischen Analyse an Boden-, Bindemittel- und Boden-Bindemittel-Gemisch-Proben zeigt, dass die als Aluminatlieferant für die schädigende Ettringitbildung bekannten Tonminerale Glimmer (Muskowit) und Chlorite im Boden vorhandenen sind. Die ebenfalls im Boden vorhandenen Feldspate (i.W. Plagioklas und Kalifeldspat) sowie Quarz sind dagegen inerte Bestandteile des Bodens. Quarz, Calcit und Dolomit wurden sowohl in den Bindemittelproben, als auch im Boden nachgewiesen. Wie erwartet wurde in den Bindemittelproben ein größerer Anteil an CSH-Phasen sowie an Gips festgestellt als in den in-situ-Proben aus dem Boden-Bindemittel-Gemisch. Sowohl in den Bindemittelproben als auch in den in-situ-Proben wurde Ettringit nachgewiesen, wobei der Ettringitgehalt im Boden-Bindemittel-Gemisch in einigen Fällen sogar größer ist als in den Bindemittelproben.

Es ist davon auszugehen, dass die chemische Quelldehnung infolge schädigender Ettringitbildung abnimmt, je größer der Mengenanteil der inerten Bestandteile (hier: Quarz und Feldspate) im Boden-Bindemittel-Gemisch ist. So konnte durch die Laboruntersuchungen nachgewiesen werden, dass mit zunehmendem Mengenanteil von Schichtsilicaten die Wahrscheinlichkeit der schädigenden Ettringitbildung begünstigt wird.

Eine direkte Abhängigkeit zwischen der gemessenen maximalen Quelldehnung und dem mittels mineralogischer Analyse bestimmten Ettringitmenge konnte weder für die in-situ-Proben noch für die Bindemittelproben (Rückstellproben) nachgewiesen werden. Aus den Ergebnissen der mineralogischen Analysen lassen sich jedoch für die verschiedenen Minerale Bandbreiten definieren, bei denen die Quelldehnungen größenordnungsmäßig prognostiziert werden können. In Tabelle 6.7 sind für die einzelnen Mineralphasen die Mengenanteile (Bereiche) zusammengestellt. Bei den in-situ-Proben wurde eine Zuordnung in eine der beiden Kategorien „geringe Quelldehnungen < 0,5 %“ und „große Quelldehnungen > 0,5 %“ vorgenommen. Die Ergebnisse der Versuche an den Bindemittelproben sind getrennt erfasst.

Beim Vergleich zwischen der mineralogischen Zusammensetzung der Böden (vgl. Tabelle 6.2) und der Boden-Bindemittel-Gemische (vgl. Tabelle 6.7) ist wie erwartet tendenziell eine Reduzierung der aus dem Bodenanteil stammenden Minerale in den Gemischen gegenüber den Bodenproben erkennbar.

Alleine aufgrund des Ettringitgehalts ist keine Aussage über die Quelldehnungen möglich. Allerdings ist der Zusammenhang zwischen Schichtsilicaten und Quellpotenzial eindeutig erkennbar. Ein großer Anteil an Schichtsilicaten im Boden-Bindemittel-Gemisch führt zu größeren Quelldehnungen. Aus den Ergebnissen ist auch erkennbar, dass sich ein hoher Kalkgehalt dämpfend auf die Quelldehnungen auswirkt.

Mineralphasen [Gew.-%]	in-situ-Proben		in-situ-Zementstein (hier nur Proben mit Quelldehnungsversu- chen)
	Quelldehnung < 0,5 %	Quelldehnung > 0,5 %	
Quarz	10 bis 32	10 bis 32	12 bis 18
Feldspat	3 bis 8	3 bis 8	nicht enthalten
Plagioklas	0 bis 10	0 bis 10	nicht enthalten
Summe Feldspate (Feldspat + Plagioklas)	0 bis 17	0 bis 10	nicht enthalten
Glimmer	2 bis 19	9 bis 18	nicht enthalten
Chlorite	3 bis 12	6 bis 12	nicht enthalten
Summe Schichtsilicate (Glimmer + Chlorite)	2 bis 29	9 bis 27	nicht enthalten
Calcit	9 bis 42	10 bis 28	25 bis 28
Dolomit	2 bis 28	< 20	nicht enthalten
Summe Calcit + Dolomit	11 bis 70	11 bis 32	25 bis 28
Ettringit	14 bis 32	16 bis 30	20 bis 23
Gips	1 bis 8	2 bis 4	11 bis 15
Calciumsilicathydrat (CSH)	3 bis 9	3 bis 6	12

Tabelle 6.7 Ergebnisse der mineralogischen Analyse für in-situ-Proben unterteilt in Quelldehnungen größer bzw. kleiner 0,5 % und Bindemittelproben (Rückstellproben)

Bei der Beurteilung der o.g. Versuchsergebnisse im Hinblick auf die in-situ-Bedingungen ist die Güte des Boden-Bindemittel-Gemisches der Unterfangungskörper, respektive die Homogenität zu berücksichtigen. Bei Vergleich und Bewertung von Messergebnissen in-situ und den unter Laborbedingungen analysierten Proben zeigen sich z.T. große Unterschiede.

Bereits bei der visuellen Begutachtung waren große Unterschiede in der Qualität des Boden-Bindemittel-Gemisches aufgefallen (siehe Kapitel 6.8.2). Es wurden Bodeneinschlüsse, Risse und Trennflächen festgestellt, die für die Festigkeitseigenschaften des gesamten Unterfangungskörpers separat zu bewerten sind. Bei den vergleichsweise kleinen Proben für die Laboruntersuchungen können Bodeneinschlüsse von maßgebender Bedeutung sein, da sie durch die inhomogene Gefügestruktur sowohl das Quellverhalten beeinflussen als auch der Hauptgrund für die großen Streuungen in den Ergebnissen bei der Druckfestigkeit sind.

7 Untersuchungen und Analysen zur Eingrenzung der Einflussfaktoren für die schädigende Ettringitbildung

7.1 Allgemeines

Das Quellverhalten von Boden-Bindemittel-Gemischen wird durch eine Kombination aus physikalischen und chemischen Vorgängen verursacht bzw. beeinflusst, deren Wirkungen sich gegenseitig beeinflussen und die nacheinander und/oder parallel ablaufen. Dies wurde durch die Untersuchungen an den Proben aus dem Unterfangungskörper (Boden-Bindemittel-Gemische) nachgewiesen (vgl. Kapitel 6).

Zur detaillierten Analyse der Einflussfaktoren, die für die schädigende Ettringitbildung resp. das Quellpotenzial von Boden-Bindemittel-Gemischen verantwortlich zeichnen, wurden ergänzend umfangreiche Untersuchungen unter Laborbedingungen durchgeführt.

Zunächst wurden Untersuchungen zur Quantifizierung der Anteile aus physikalisch und chemisch verursachtem Quellen mit dem Ziel durchgeführt, eine Abgrenzung der beiden Komponenten zu ermöglichen, so dass ein möglicherweise vorhandenes Quellpotenzial infolge schädigender Ettringitbildung vom systembedingt nicht vermeidbaren physikalisch bedingten Quellpotenzial mit praxistauglichen Testmethoden sicher unterschieden werden kann. Bei Verdacht auf schädigende Ettringitbildung wären dann in diesen Fällen noch zusätzliche, vergleichsweise aufwändige mineralogische Analysen erforderlich.

Im Rahmen dieser Arbeit wurden diejenigen Quellprozesse analysiert, die zur Schädigung des bereits verfestigten Boden-Bindemittel-Gemisches infolge schädigender Ettringitbildung führen. Im Rahmen des Untersuchungsprogramms wurde daher auf die Durchführung von Pulverquellversuchen (Thuro, 1993), wie sie z.B. von Knopp & Moormann verwendet wurden (vgl. z.B. Knopp & Moormann, 2016a und 2016b) verzichtet, da der hier speziell zu untersuchende Schädigungsmechanismus maßgeblich von der Gefügestruktur im bereits verfestigten Boden-Bindemittel-Gemisch abhängig ist (vgl. auch Krysta & Hecht, 2018).

Das physikalisch verursachte Quellen und Schwinden (vgl. Kapitel 4.6.4 und Kapitel 5.3.1) wird im Wesentlichen durch Änderungen im Wassergehalt verursacht. Als maßgebende Größen für die physikalischen Quellvorgänge wurden neben der Proben-dichte (bzw. der Porosität) und dem Wassergehalt auch das Wasseraufnahmevermögen der Proben analysiert.

Beim chemisch verursachten Quellen und Schrumpfen spielt neben den stofflichen Komponenten und den Randbedingungen auch der Zeitfaktor eine Rolle, da die

chemischen Prozesse häufig langsam sowie langandauernd ablaufen. Es muss daher von vergleichsweise langen Versuchszeiten ausgegangen werden.

Im Rahmen dieser Arbeit wurden bezüglich der Randbedingungen die Einflüsse aus der Lagerungstemperatur direkt nach Herstellung der Mischungen, aus wechselnden Lagerungsbedingungen und aus sulfathaltigem Lagerungswasser auf den Quellprozess und auf die Zeitabhängigkeit des Quellverhaltens im Detail untersucht.

Unter Laborbedingungen wurden Mischungen aus Bindemitteln und Böden mit unterschiedlicher mineralogischer Zusammensetzung und unterschiedlichen Tonmineralen und Tonmineralanteilen hergestellt. Als Referenzproben wurden jeweils so genannte Kontrollproben ohne Boden sowie in einigen Fällen auch Proben aus den Unterfangungskörpern (vgl. Kapitel 6) zur Bewertung der Versuchsergebnisse herangezogen.

Die Versuche zum Quellverhalten, das u.a. anhand

- des zeitabhängigen Quelldehnungsverhaltens im Quellkasten,
- der zeitabhängigen Quelldruckentwicklung,
- der zeitabhängigen einaxialen Druckfestigkeit
- der zeitabhängigen Probendichte,
- des zeitabhängigen Wassergehalts

charakterisiert wird, sowie alle Versuche zur Bestimmung der bodenmechanischen Kenngrößen der Böden wurden am Institut und der Versuchsanstalt für Geotechnik an der Technischen Universität Darmstadt durchgeführt.

Mit der Durchführung der Versuche zum Lösungsverhalten der Tonminerale, zum Reaktionsverhalten, zur Wärmeentwicklung, den REM/ESMA-Aufnahmen sowie den vergleichenden Quellversuchen im Quellrahmen etc. wurde das F.A.-Finger Institut der Bauhaus Universität Weimar beauftragt. Die Nachweisführung von Ettringit und die Erfassung möglicher Veränderungen des Mineralphasenbestandes erfolgten dort röntgenografisch (XRD [Cps]) und mittels REM/ESMA.

Für die Bestimmung der mineralogischen Zusammensetzung der Böden wurde das Institut für Mineralogie der Technischen Universität Darmstadt (Analysemethoden siehe Kapitel 6.7) beauftragt.

7.2 Böden und Bindemittel für die Laborversuche

Für die Untersuchungen wurden insgesamt sieben repräsentative Bodenproben aus dem Münchener Flinz ausgewählt (vgl. Tabelle 7.1 und Bild 7.1).

Boden Nr.	I	II	III	IV	V	VI	VII
Bodenmechanische Kennwerte							
Bodenart nach DIN EN ISO 14688	Si, sa, cl'	Sa, si'	Sa, si	Sa, si	Sa, si	Sa, si'	Si, sa'
Ungleichförmigkeitszahl C_u [-]	9,4	3,8	8,0	9,0	5,4	5,0	2,3
Wassergehalt w [%]	20,10	24,24	9,74	26,50	19,22	13,15	20,53
Plastizitätszahl I_p [-]	n.b.	n.b.	n.b.	n.b.	n.b.	n.b.	n.b.
Konsistenzzahl I_c [-]	n.b.	n.b.	n.b.	n.b.	n.b.	n.b.	n.b.
Glühverlust V_{gl} [%]	2,65	1,30	0,83	1,28	1,23	1,18	0,92
Kalkgehalt V_{Ca} [%]	14,80	9,05	5,27	7,90	8,00	6,73	10,49
Wasseraufnahmevermögen w_A [%]	58,80	41,98	n.b.	n.b.	n.b.	n.b.	37,55
Korndichte ρ_s [g/cm ³]	2,74	2,71	2,72	2,71	2,72	2,71	2,74
Sulfatgehalt SO_4 [mg/kg]	344	92	n.b.	227	180	452	603
Expositionsklasse DIN 4030	-	-	-	-	-	-	-
Chloridgehalt Cl^- [mg/kg]	112	197	n.b.	89	106	102	511
Mineralogische Zusammensetzung [Gew.-%]							
Quarz	25	40	42	42	45	48	42
Plagioklas / Feldspat	17	30	31	27	27	31	6
Glimmer (Muskowit)	33	11	7	13	15	6	38
Chlorit	8	5	4	7	6	4	4
Calcit	7	4	5	3	2	2	4
Dolomit	10	10	10	8	6	9	6

n.b.: nicht bestimmt

Tabelle 7.1 Charakteristische Kennwerte der Böden I bis VII

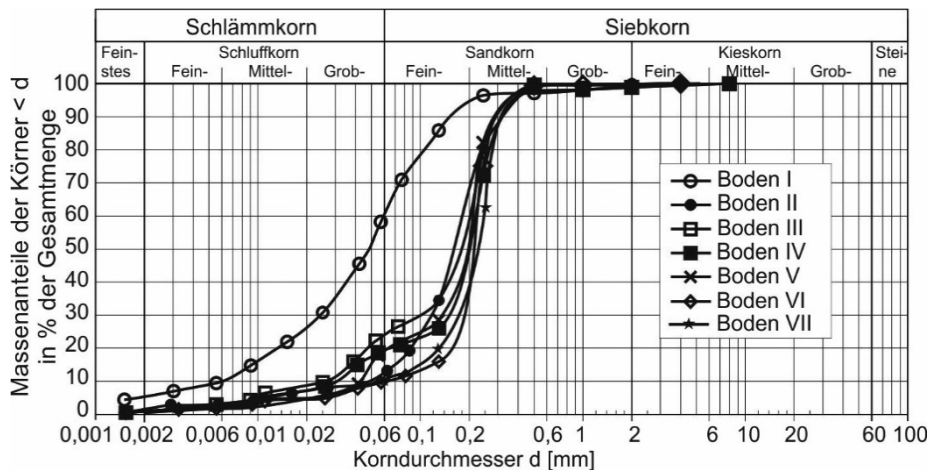


Bild 7.1 Korngrößenverteilung der Böden I bis VII

Aus bodenmechanischer Sicht unterscheidet sich Boden I aufgrund seines hohen Feinkornanteils ($< 0,06$ mm) von knapp 60 M.-% von den Bodenproben II bis VII. Bei allen Böden wurde nach DIN 18129 der Kalkgehalt bestimmt. Demnach besitzt Boden I mit knapp 15 Gew.-% den höchsten Kalkgehalt, gefolgt von Boden VII und Boden II mit ca. 10,5 Gew.-% bzw. 9 Gew.-%. Bei den Böden IV und V liegt der Kalkgehalt bei etwa 8 Gew.-%, bei den Böden II und VI lediglich bei 5,3 Gew.-% bzw. 6,7 Gew.-%. Im Vergleich zu den Ergebnissen aus der XRD-Analyse zur mineralogischen Zusammensetzung ergeben sich bei den Böden II bis IV und VI erhebliche Abweichungen (maximal 10 Gew.-% bei Boden III in der Summe aus Calcit und Dolomit), was aus der systembedingt vergleichsweise hohen Fehlerquote bei der quantitativen Auswertung der Ergebnisse aus der XRD-Analyse resultiert (vgl. Kapitel 6.7).

Die bodenmechanischen Kenngrößen „organische Bestandteile“ (Glühverlust), „Wasseraufnahmevermögen“ und „Korndichte“ liegen bei den Böden I bis VII in vergleichbarer Größenordnung. Der Sulfatgehalt wurde nach DIN 4030 bestimmt und liegt zwischen minimal 92 mg/kg bei Boden II und maximal 603 mg/kg bei Boden VII, d.h. alle Böden sind als nicht betonangreifend einzustufen (vgl. auch DIN EN 206). Auch der Chloritgehalt ist mit Werten zwischen 89 mg/kg und 511 mg/kg sehr gering.

Die Anteile an Chlorit, Calcit und Dolomit liegen gem. mineralogischer Analyse bei allen Böden mit 2 Gew.-% bis 10 Gew.-% in vergleichbarer Größenordnung. Boden I und VII weisen mit über 30 Gew.-% einen vergleichsweise hohen, die Böden III und VI mit 6 bzw. 7 Gew.-% einen nur geringen Glimmeranteil auf. Der Anteil Feldspat/Plagioklas ist bei Boden VII mit Abstand am geringsten. Auch der Quarzanteil ist bei Boden I mit 25 Gew.-% deutlich geringer als bei den Böden II bis VII.

Die Bandbreite an verschiedenen Tonmineralen und Tonmineraltypen wird versuchstechnisch durch folgende Böden (vgl. Bild 7.2 und Tabelle 7.2) ergänzt:

- Boden VIII: Tonstein aus dem Mittleren Keuper des Thüringer Beckens
- Boden IX: tertiärer Ton aus den Hydrobienschichten des Frankfurter Tons

Beim Boden VIII handelt es sich um einen stark glimmerhaltigen (Muskowit) Tonstein aus dem mittleren Keuper des Thüringer Beckens mit einem hohem Anteil an illitischen sowie chloritisch-smectitischen Wechsellagerungsmineralen. Aus dem Keuperton, der in-situ mit eingelagerten Gipsbänken durchzogen ist, wurde eine Probe mit nur geringem Gipsanteil von 2 Gew.-% ausgewählt, der Feinkornanteil $< 0,06$ mm wurde für die Versuche abgetrennt.

Der Boden IX ist eine Tonprobe aus dem Frankfurter Ton. Der Frankfurter Ton ist den Hydrobienschichten des Miozäns zuzuordnen und besteht aus seiner unregelmäßigen Wechselfolge von Tonen, Tonmergeln, Kalksteinsandlagen und Dolomit- und Kalksteinbänken mit unregelmäßig eingelagerten Muschel- und Algenkalkkriffen (Katzenbach et al., 1997). Der Boden IX besitzt etwa 35 Gew. % Tonminerale (Glimmer, Montmorillonit, Kaolinit sowie Smectit/Illit und Chlorite).

Sowohl Boden VIII als auch Boden IX sind aufgrund des hohen SO_4 -Gehaltes von mehr als 20.000 mg/kg der Expositionsklasse XA3 gem. DIN 4030 zuzuordnen.

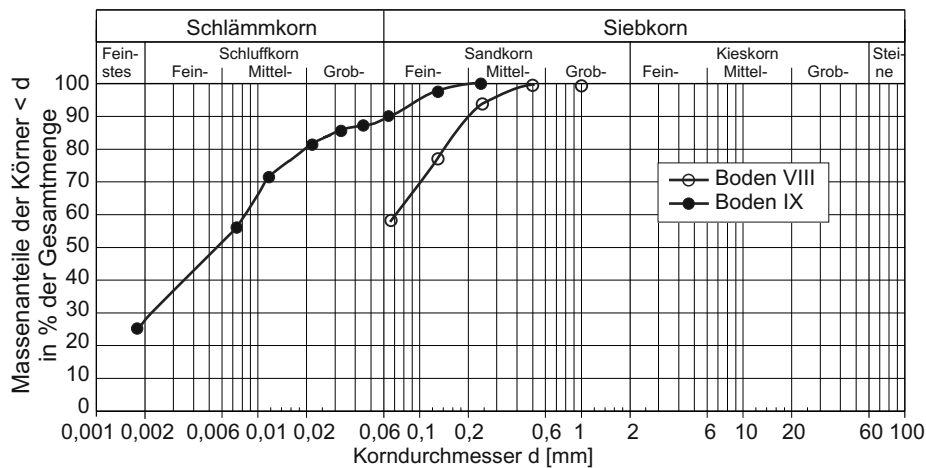


Bild 7.2 Korngrößenverteilung der Referenzböden VIII und IX

Boden Nr.	VIII	IX
Bodenmechanische Kennwerte		
Bodenart nach DIN 14688	Sa, si'	Cl, si
Ungleichförmigkeitszahl C_u [-]	1,7	n.b.
Wassergehalt w [%]	n.b.	34,75
Plastizitätszahl I_p [-]	n.b.	44,90
Konsistenzzahl I_c [-]	n.b.	0,85
Glühverlust V_{gl} [%]	3,18	6,40
Kalkgehalt V_{Ca} [%]	1,685	15,55
Wasseraufnahmevermögen w_A [%]	48,20	115,03
Korndichte ρ_s [g/cm ³]	2,710	2,646
Sulfatgehalt SO_4 [mg/kg]	22.589	20.481
Expositionsklasse DIN 4030	XA3	XA3
Chloridgehalt Cl^- [mg/kg]	n.b.	n.b.
Mineralogische Zusammensetzung [Gew.-%]		
Quarz	22	21
Plagioklas / Feldspat	3	8
Glimmer (Muskowit)	50	16
Chlorit	3	2
Calcit	2	23
Dolomit	-	-
Pyrit	-	7
Montmorillonit	-	11
Gips	2	7
Kaolinit	3	4
Smectit / Illit	15	1

n.b.: nicht bestimmt

Tabelle 7.2 Charakteristische Kennwerte der Böden VIII und IX

Als Bindemittel wurden ein handelsüblicher Portlandzement (B-3), zwei Hochofenzemente (B-1 und B-4), ein häufig für die Baugrundverbesserung verwendetes, kalkhaltiges Bindemittel (B-2) sowie Bindemittel mit unterschiedlichem Ölschieferanteil (B-Ö-1 bis B-Ö-4) ausgewählt (Tabelle 7.3).

- B-1: Hochofenzement CEM III/A 32,5 gem. DIN EN 197-1; Hüttensandgehalt zwischen 36 und 65 M.-%
- B-2: 27,5 M.-% Hüttensand, 64 M.-% Portlandzement und 8,5 M.-% Kalk (CaCO_3)
- B-3: Portlandzement CEM I/A 42,5 R gem. DIN EN 197-1 mit hoher Anfangsfestigkeit
- B-4: Hochofenzement CEM III/A 42,5 N-LH gem. DIN EN 197-1 mit normaler Anfangsfestigkeit, niedriger Hydratationswärme; Hüttensandanteil zwischen 36 und 65 M.-%
- B-Ö-1 bis B-Ö-4 Portlandzement unterschiedlichem Ölschieferanteil (vgl. Tabelle 7.3)

Bindemittel Nr.	B-1	B-2	B-3	B-4	B-Ö-1	B-Ö-2	B-Ö-3	B-Ö-4
Zusammensetzung [M.-%]								
Hüttensand	56,4	27,5	-	36 - 65	-	-	-	-
Ölschiefer	-	-	-	-	62,5	80	35	50
Portlandzement	43,6	64	100	35 - 64	37,5	20	65	50
CaCO_3	-	8,5	-	-	-	-	-	-
SO_3	< 4,0	2,5	< 3,5	< 4,0	< 7,2	8,4	< 5,0	5,5

Tabelle 7.3 Zusammensetzung der Bindemittel

7.3 Grundsatzuntersuchungen zum Sulfatgehalt und zur Reaktivität der Tonminerale in den Versuchsböden

Basierend auf den Ergebnissen einer chemischen Detailanalyse (durchgeführt am F.A.-Finger Institut der Bauhaus Universität Weimar) besitzt das Bindemittel B-Ö-2 den höchsten, das Bindemittel B-2 den niedrigsten SO_3 -Gehalt (Tabelle 7.3). Gleiches gilt für den Aluminatanteil Al_2O_3 . In allen Bindemitteln ist Anhydrit als Sulfatträger grundsätzlich vorhanden, jedoch so dosiert, dass bei der Hydratation das vorhandene Al_2O_3 vollständig verbraucht wird. Ein Sulfatüberschuss ist nicht vorhanden.

Zur Untersuchung der Milieubedingungen in der Porenlösung wurden Bindemittelproben mit einem W/Z-Wert von 1,0 hergestellt und die überstehende Porenlösung zu ausgewählten Zeitpunkten der Hydratation untersucht. Dazu wurde jeweils die Ca^{2+} - SO_4^{2-} - und OH^- -Ionenkonzentration in der Porenlösung bestimmt. Aus der OH^- -Ionenkonzentration wurde anschließend der pH-Wert berechnet. Die Ergebnisse sind in Bild 7.3 zusammengestellt.

Der pH-Wert der Porenlösung liegt zwei Tage nach der Probenherstellung (erste Messung) bei allen Bindemittelproben unabhängig von der Bindemittelart bei $> 12,5$. Damit ist theoretisch bei allen Bindemitteln die Ettringitbildung möglich.

Die Sulfatkonzentration in der Porenlösung ist wie erwartet bei den ölschieferhaltigen Bindemitteln B-Ö zu Beginn der Hydratation deutlich höher als bei den Bindemitteln ohne Ölschiefer, so dass davon auszugehen ist, dass zunächst deutlich mehr Sulfat für die Ettringitbildung verfügbar ist. Dies ist unabhängig von Art und Umfang der zur Ettringitbildung notwendigen Aluminatkomponente im Bindemittel. Nach 7 Tagen Hydratation sind keine signifikanten Unterschiede in der Sulfatkonzentration zwischen den Bindemitteln B-Ö und den anderen Bindemitteln mehr feststellbar, so dass davon auszugehen ist, dass bei den ölschieferhaltigen bzw. sulfathaltigen Bindemitteln eine bevorzugte primäre Ettringitbildung in den ersten 7 Tagen der Hydratation stattfindet und das Sulfat dann vollständig gebunden ist.

Für die Untersuchung der Reaktivität der Tonminerale wurden Boden-Bindemittel-Mischungen hergestellt und einer Warmbehandlung von $60\text{ }^\circ\text{C}$ unterzogen. Grundsätzlich wächst die Reaktivität der Böden in den Mischungen mit zunehmender Temperatur und zunehmender OH^- -Ionenkonzentration (pH-Wert) an. Dies gilt gleichermaßen für die Lösung der Al^{3+} -Ionen sowie für die Ettringitbildung (Stark et al., 2009).

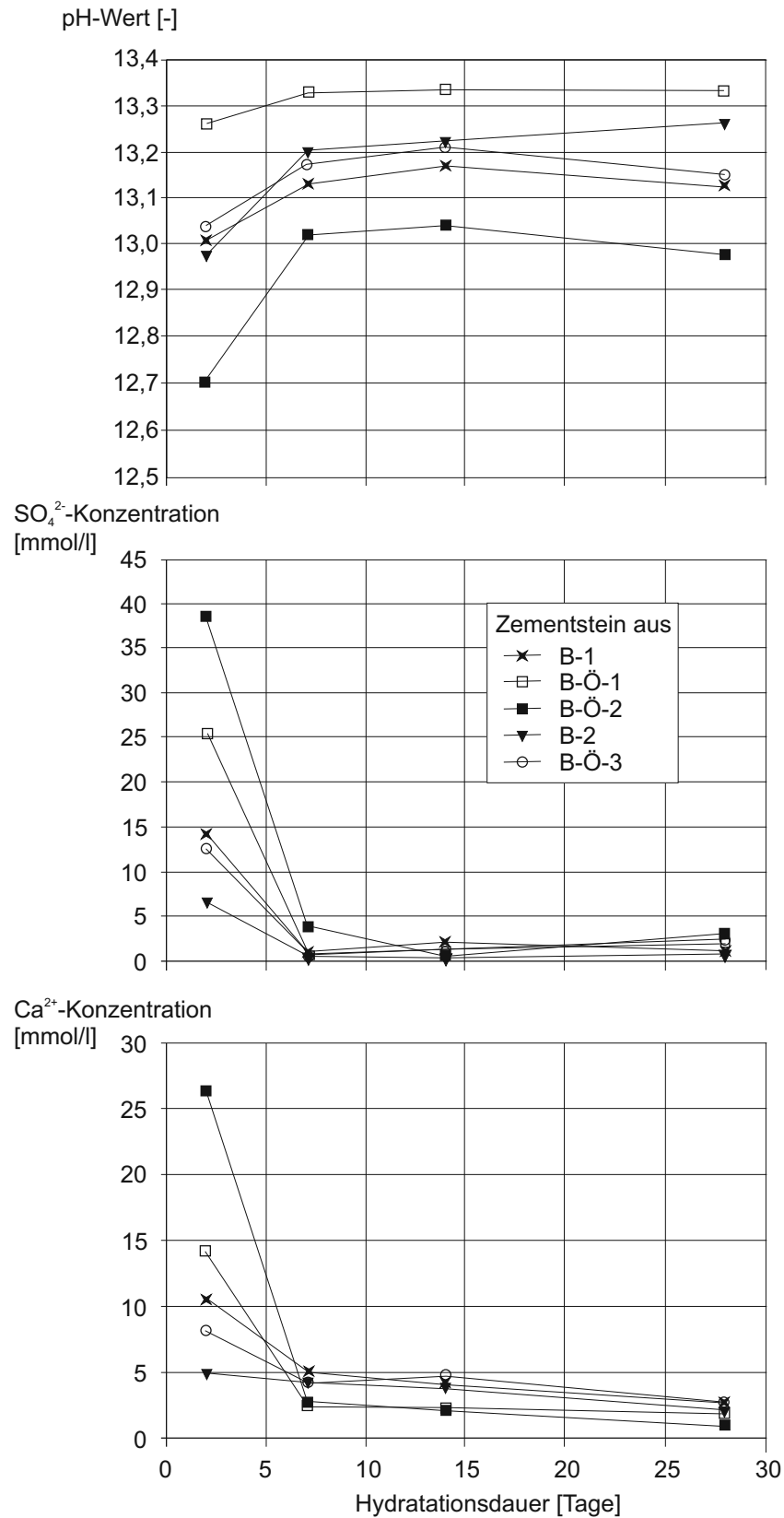


Bild 7.3 pH-Wert (berechnet aus OH⁻-Ionenkonzentration) und Ionenkonzentration in der überstehenden Porenlösung von Bindemittelproben (nach Stark et al., 2009)

Dies zeigt sich in der Ettringitmenge in der Porenlösung der Boden-Bindemittel-Gemische. Die aus der Ionenkonzentration berechneten Ettringitmengen bei einer Warmbehandlung von 60 °C sind in Bild 7.4 dargestellt. Generell ist mit zunehmender Lagerungsdauer ein Anstieg der Ettringitmenge erkennbar. Damit kann sicher davon ausgegangen werden, dass die Schichtsilicate an der Ettringitbildung im Boden-Bindemittel-Gemisch beteiligt sind.

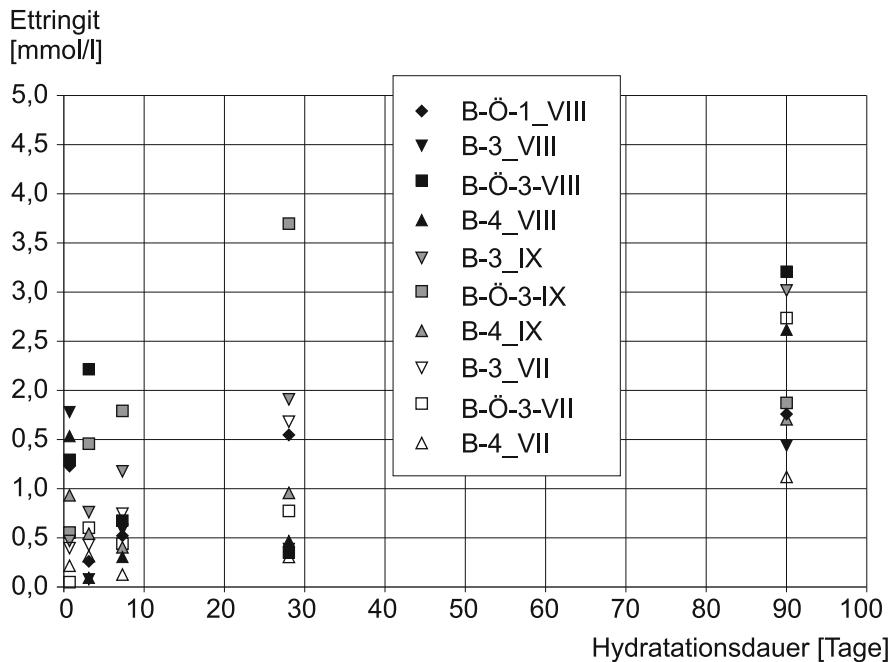


Bild 7.4 Ettringitmenge berechnet aus der AlOH_4 -Ionenkonzentration in der Porenlösung bei Warmbehandlung von 60 °C (nach Stark et al., 2009)

Lösungsversuche zum Grad der Freisetzung der Aluminium-Ionen ergaben, dass die Tonminerale eine ausreichende Aluminiumquelle für die Ettringitbildung darstellen. Neben der Abhängigkeit vom Aluminiumgehalt des Bodens konnte auch eine Abhängigkeit vom pH-Wert und von der Lösungszeit nachgewiesen werden, ohne dass eine direkte Korrelation erkennbar war. Es ist daher von einem komplexen Wechselspiel zwischen Aluminiumgehalt, pH-Wert, Temperatur und Lösungszeit auszugehen.

7.4 Untersuchungen zum Einfluss verschiedener Bindemittel auf das Quellverhalten

Für die Untersuchungen zur schädigenden Ettringitbildung in Boden-Bindemittel-Gemischen wurden Mischungen aus den in Kapitel 7.2 näher beschriebenen Böden und Bindemitteln hergestellt. Anhand von systematischen Versuchsserien sollte das Quellverhalten unter Nachbildung der für die Baugrundverbesserung charakteristischen

Eigenschaften der Boden-Bindemittel-Gemische untersucht werden. Parallel dazu wurden am F.A.-Finger-Institut der Bauhaus-Universität Weimar Untersuchungen zur Ettringitbildung unter optimierten Randbedingungen durchgeführt. Die Ergebnisse der Untersuchungen sind nachfolgend dargestellt.

7.4.1 Langzeitversuche zur Quelldehnung unter Nachbildung der in-situ-Verhältnisse im Labor

In dieser Versuchsserie wurden Boden-Bindemittel-Gemische mit vergleichbaren Eigenschaften wie bei der Baugrundverbesserung gem. Kapitel 6 mit folgenden Mischungs- und Randbedingungen hergestellt:

Boden:	I bis VI
Bindemittel:	B-1, B-2, B-Ö-1, B-Ö-2, B-Ö-3
Wassergehalt des Bodens:	w = 20 %
Verhältnis Boden/Bindemittel:	1,0
Verhältnis Wasser/Bindemittel:	0,8
Zugabewasser:	Sulfatgehalt: 12 mg/l pH-Wert: 8,0 Kalkgehalt: 0,03 %
Lagerungswasser:	Sulfatgehalt: 54 mg/l pH-Wert: 7,55 Kalkgehalt: 0,02 %

Neben den o.g. Mischungen aus Boden und Bindemittel wurden so genannte Referenz- bzw. Kontrollproben aus Bindemittel ohne Bodenanteil hergestellt. Insgesamt wurden 35 verschiedene Mischungen (je drei Proben pro Mischung) mit den o.g. Mischungsverhältnissen hergestellt, in zylinderförmige Schalungen (Höhe rd. 20 mm, Durchmesser rd. 57 mm) gefüllt, auf einem Rütteltisch verdichtet und abgedeckt 48 Stunden bei Raumtemperatur gelagert. Anschließend wurden die Proben aus der Schalung genommen und die vertikale Quelldehnung (bezogen auf die Probenhöhe) ohne Behinderung der Seitendehnung bei Wasserlagerung unter Raumtemperatur im sog. Quellkasten (Bild 7.5 und Bild 7.6) über mindestens 45 Tage gemessen. Um eine gegenseitige Beeinflussung der verschiedenen Mischungen auszuschließen wurden pro Quellkasten nur Proben mit gleichem Bindemittel verwendet. Um den Wasserzutritt von allen Seiten zu ermöglichen, wurden die Proben auf Glasfiltersteinen positioniert und zwischen dem sog. Stempel für die Messuhr und der Probe ein Filterpapier angeordnet.

Für die Auswertung der Langzeitversuche zur Quelldehnung wurde jeweils aus den o.g. drei Proben mit identischem Mischungsverhältnis der Mittelwert aus den Messwerten gebildet.

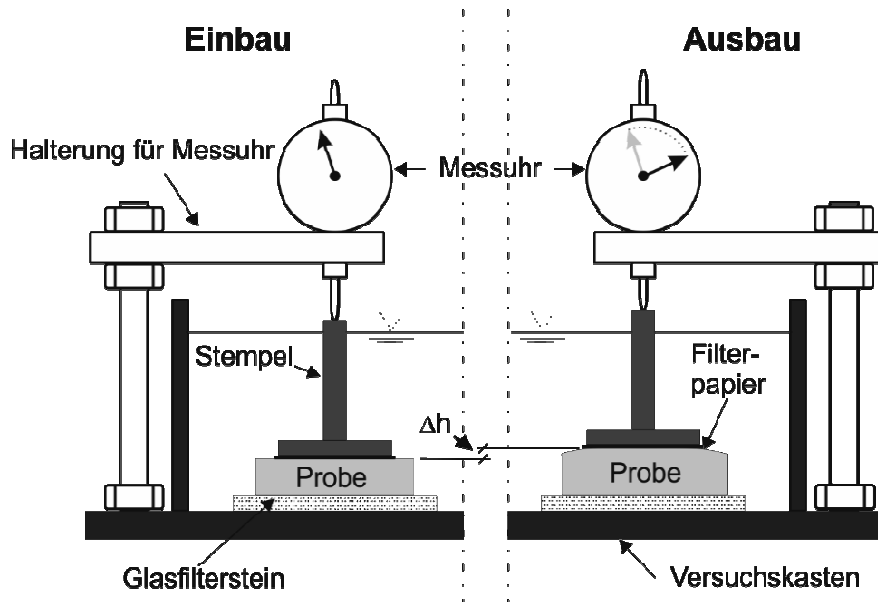


Bild 7.5 Schematische Darstellung des Quellkastens für die Langzeitversuche zur Ermittlung der Quelldehnung ohne Behinderung der Seitendehnung

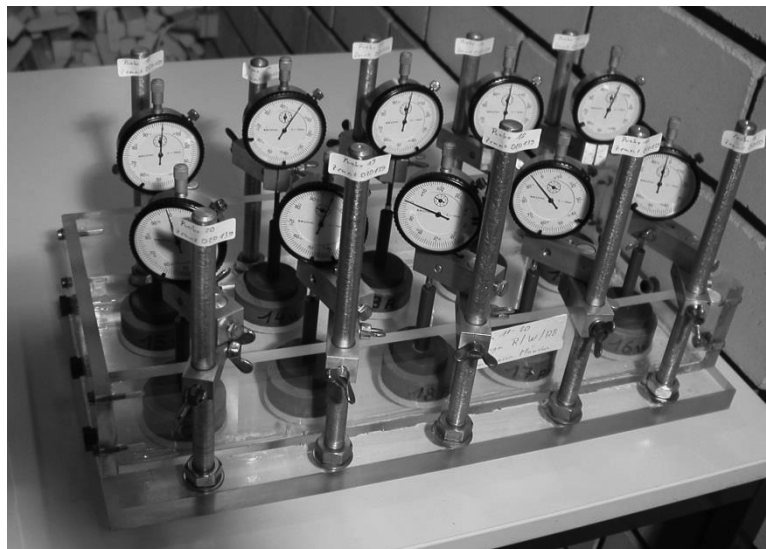


Bild 7.6 Quellkasten für die Langzeitversuche zur Ermittlung der Quelldehnung ohne Behinderung der Seitendehnung

Aufgrund des großen Wasser-Bindemittel-Verhältnisses von 0,8 wurde bei der Mischungsherstellung die Konsistenz der Boden-Bindemittel-Gemische mit Bindemittel B-1 und B-2 unabhängig vom Bodentyp als fließfähig (Ausbreitmaßklasse F4 nach DIN EN 206) und die Mischungen mit den Bindemitteln B-Ö-1 und B-Ö-2 und B-Ö-3 sehr weich (Ausbreitmaßklasse F3 nach DIN EN 206) angesprochen. Dies ist auf die unterschiedliche Mahlfeinheit der Bindemittel zurückzuführen. Die Konsistenz aller Mischungen (mit und ohne Boden) liegt damit unterhalb der für Untersuchungen an zementhaltigen Prüfkörpern gültigen Normsteife (vgl. DIN EN 196-3).

Alle Proben zeigten zu Beginn der Wasserlagerung ein mehr oder weniger ausgeprägtes Quellverhalten (Bild 7.7). Der Prozess der Volumenzunahme infolge Wasseraufnahme (physikalische Quelldehnungen, Phase I) war bei allen Proben nach spätestens rd. 48 Stunden nach Beginn der Wasserlagerung abgeschlossen. Dies ist an der deutlichen Abnahme der Steigung der Kurven erkennbar.

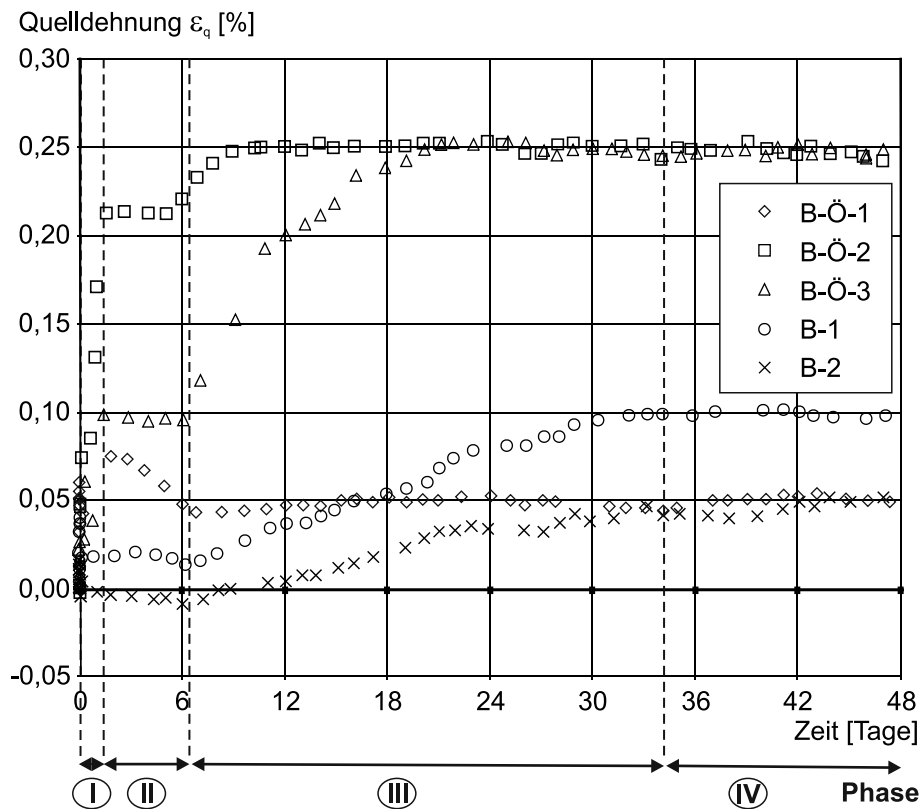


Bild 7.7 Quelldehnung über die Zeit • Vergleich der Bindemittelproben ohne Bodenanteil

Bei den Kontrollproben ohne Bodenanteil wurden nach Abschluss der physikalischen Quelldehnungen (Phase I) zunächst keine weiteren Quelldehnungen registriert bzw. die Proben zeigten über mehrere Tage der Wasserlagerung (Phase II) leichtes Schrumpfen (Bindemittel B-1, B-2 und B-Ö-1).

Im weiteren Verlauf des Langzeitversuches (Phase III) wurden bei allen Kontrollproben mit Ausnahme der Probe B-Ö-2 Volumenänderungen in Form von Quelldehnungen in der Größe bis 0,15 % in den folgenden 30 – 35 Tagen beobachtet. Diese chemisch bedingten Volumenänderungen sind durch zunehmende Ettringitbildung und makroskopische Rissbildung verursacht und bestätigen die Beobachtungen von Müllauer (2013) an Mörtelproben (vgl. Bild 5.2) auch für Boden-Bindemittel-Gemische. Im Anschluss folgt die Stagnationsphase (Phase IV), in der keinerlei Volumenänderungen mehr zu beobachten sind.

In Bild 7.8 ist der zeitliche Verlauf der Quelldehnungen für die Mischungen B-Ö-2 mit den Böden I bis VI sowie die zugehörige Kontrollprobe B-Ö-2 dargestellt. Deutlich sind die oben beschriebenen Phasen I bis IV im Quelldehnungsverhalten zu erkennen. Zudem ist der Einfluss der Böden im Gemisch bei allen Mischungen erkennbar. Mit Ausnahme der Mischung mit Boden I wirken die übrigen Böden dämpfend auf die zu Versuchsbeginn auftretenden physikalischen Quelldehnungen. Die in der Phase II bei der Kontrollprobe beobachtete Stagnation in der Quelldehnung ist auch bei den Mischungen mit Boden IV, V und VI zu beobachten, während bei den Mischungen mit Boden I, II und III Schrumpfen erkennbar ist.

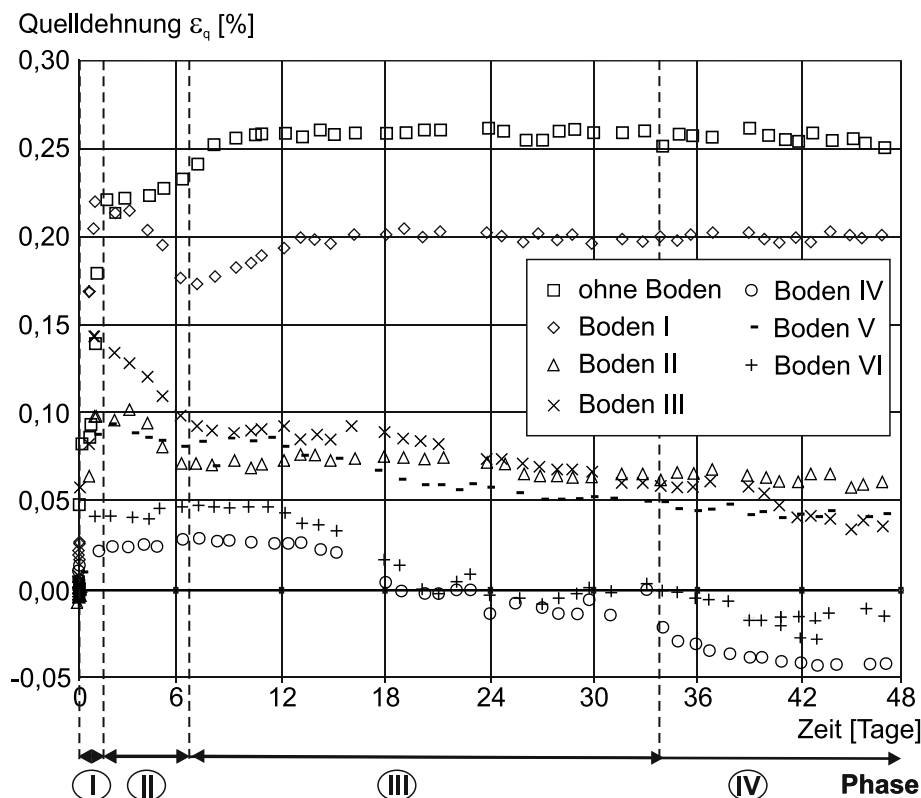


Bild 7.8 Quelldehnung über die Zeit • Vergleich der Mischungen mit Bindemittel B-Ö-2

Volumenzunahmen in Form von Quelldehnungen in der Phase III sind in der Kontrollprobe sowie in der Mischung mit Boden I zu beobachten, die Quelldehnungen liegen mit rd. 0,03 % bis 0,04 % in vergleichbarer Größenordnung. Bei allen übrigen Mischungen ist im weiteren Beobachtungszeitraum Schrumpfen zwischen 0,01 % und 0,07 % zu beobachten, bevor bei den Mischungen nach 12 Tagen (Mischungen ohne Boden, mit Boden I, Boden II) bis spätestens nach 42 Tagen (Mischungen mit Boden III) die Stagnationsphase beginnt.

In Bild 7.9 bis 7.11 sind getrennt für die Phasen I bis III die Volumenänderungen dargestellt.

Phase I – physikalisch verursachte Volumenänderungen

Bei den Kontrollproben zeigt sich ein deutlicher Unterschied zwischen den Bindemitteln. Während beim Bindemittel B-2 keine und beim Bindemittel B-1 nur geringe Quelldehnungen von maximal 0,02 % gemessen wurden, sind die Quelldehnungen bei den Proben der ölschieferhaltigen Bindemittel B-Ö um ein Vielfaches größer (0,08 % bis 0,212 %). Die Ursache hierfür liegt in der Mahlfineinheit der Bindemittel begründet, wodurch die Porenstruktur maßgeblich beeinflusst wird. Auch der vergleichsweise hohe Anteil an Kalksteinmehl im Bindemittel B-2 spielt hier eine Rolle.

Durch die Zugabe von Boden werden bei den Mischungen sowohl erheblich größere als auch erheblich kleinere physikalisch versuchsachten Quelldehnungen, in einigen Fällen auch Schwinden registriert. Die Mischungen B-1 mit Boden I und II zeigen kaum messbare Volumenänderungen $< \pm 0,01$ %, mit Boden III Schwinden von $- 0,016$ %. Bei den Mischungen B-1 mit Boden IV bis VI treten Quelldehnungen von 0,042 % bis 0,08 % auf, die um ein Vielfaches größer sind als bei der Kontrollprobe.

Bei den Mischungen mit B-2 wurden einzig in der Mischung mit Boden I etwas größere Quelldehnungen gemessen als bei der Kontrollprobe. Bei allen übrigen Mischungen tritt Schwinden von bis zu $- 0,032$ % auf.

Die Mischungen mit den ölschieferhaltigen Bindemitteln zeigen nur in Kombination B-Ö-3 mit Boden V und VI Schwinden von bis zu 0,011 %. Die gemessenen Quelldehnungen sind bei allen Bindemitteln B-Ö mit Boden I (größter Feinkornanteil, großer Tonmineralgehalt und größter Kalkgehalt) am größten. Bei den Mischungen B-Ö mit den Böden II bis IV ist keine Systematik erkennbar. Ein direkter Zusammenhang zur mineralogischen Zusammensetzung der Böden ist hier nicht erkennbar.

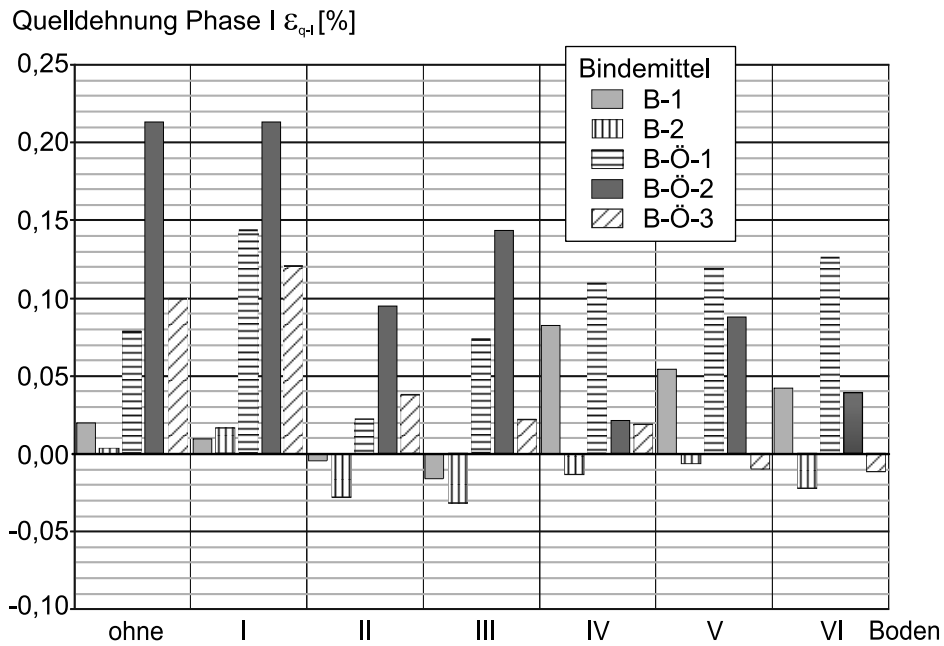


Bild 7.9 Volumenänderungen (Quellen und Schwinden) in Phase I • Vergleich aller Mischungen

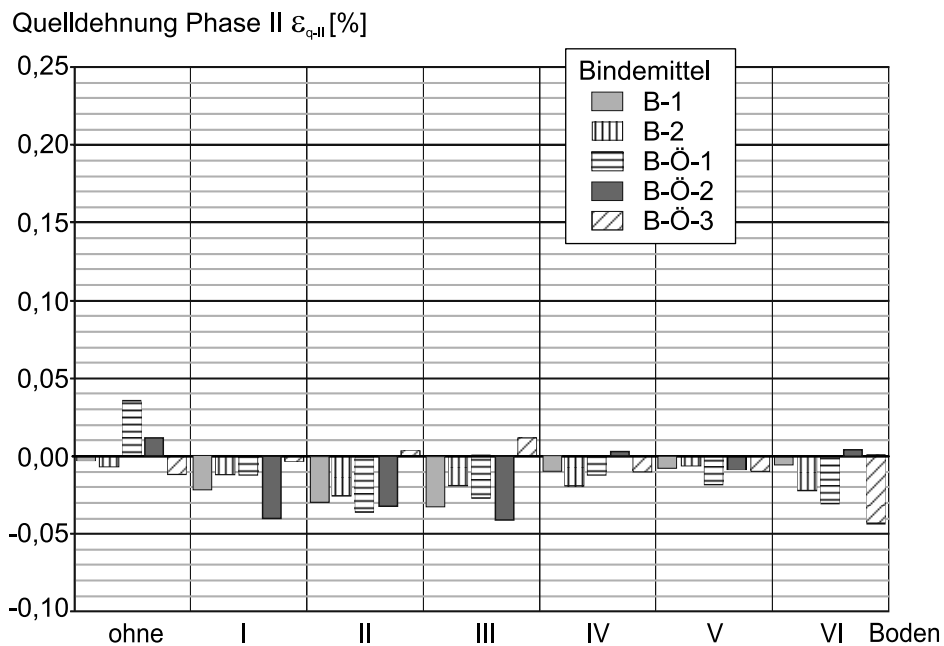


Bild 7.10 Volumenänderungen (Quellen und Schrumpfen) in Phase II • Vergleich aller Mischungen

Phase II – Übergangsphase / Schrumpfen

Mit Ausnahme der Kontrollprobe B-Ö-1 und B-Ö-2 maximal $\varepsilon_{q-II} = 0,036 \%$ und der Mischung B-Ö-3 mit Boden III ($\varepsilon_{q-II} = 0,012 \%$) treten in dieser Phase keine signifikanten Quelldehnungen sondern lediglich Schrumpfen bis maximal $0,044 \%$ auf. Im Vergleich mit den Kontrollproben ist bei den Mischungen überwiegend größeres Schrumpfen zu beobachten (Bild 7.10).

Phase III – chemisch verursachte Volumenänderungen / Ettringit- und Rissbildung

In der Phase III wurden an den Kontrollproben B-1, B-2 und B-Ö-3 durch chemische Prozesse verursachte Quelldehnungen ε_{q-III} von $0,033 \%$ bis maximal $0,153 \%$ festgestellt (Bild 7.11). Die Kontrollproben B-Ö-1 und B-Ö-2 zeigen geringes Schrumpfen bzw. keine Volumenänderung.

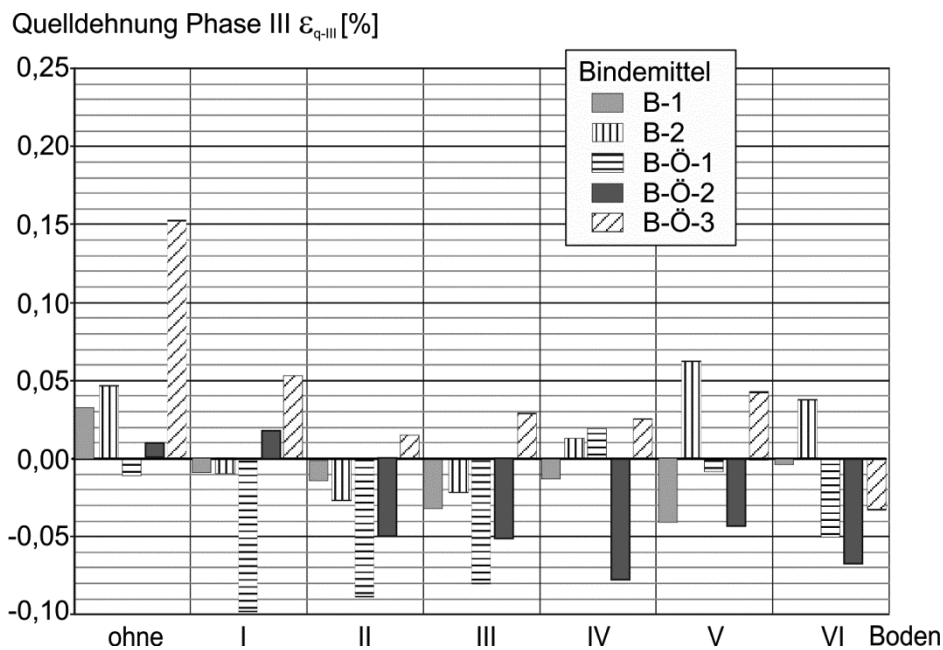


Bild 7.11 Volumenänderungen (Quellen und Schrumpfen) in Phase III • Vergleich aller Mischungen

Durch die Zugabe von Boden treten bei den Mischungen mit B-1 und B-Ö-2 keine chemisch induzierten Quelldehnungen, sondern nur Schrumpfen auf. Bei den Mischungen B-Ö-3 ist deutlich der dämpfende Einfluss der Böden auf die Quelldehnungen in Phase III erkennbar. Die Quelldehnungen betragen nur maximal 30 % des anhand der Kontrollprobe ermittelten Wertes. In Kombination mit Boden IV tritt sogar Schrumpfen auf. Die Mischungen mit B-Ö-1 zeigen mit Ausnahme der Kombination mit Boden IV

Schrumpfen von bis zu 0,09 %. Bei der Mischung B-Ö-1 mit Boden IV wurden Quelldehnungen von 0,02 % festgestellt.

Bei den Mischungen B-2 mit Boden IV bis VI wurden Quelldehnungen von bis zu 0,063 % gemessen, wobei bei der Mischung mit Boden V sogar größere Quelldehnungen registriert wurden als bei der entsprechenden Kontrollprobe.

Ein systematischer Zusammenhang zwischen der mineralogischen Zusammensetzung der Böden und der Quelldehnung in Phase III konnte mit den hier durchgeführten Versuchen nicht nachgewiesen werden.

7.4.2 Kurzzeitversuche zur Quelldehnung unter optimierten Randbedingungen für die Ettringitbildung

Für die Untersuchung der Ettringitbildung und des Quelldehnungsverhaltens von tonmineralhaltigen Boden-Bindemittel-Gemischen wurden am F.A.-Finger Institut der Bauhaus-Universität Weimar ergänzende Versuche im Quellrahmen durchgeführt. Die Labormischungen wurden von der Zusammensetzung so optimiert, dass die bestmöglichen Randbedingungen für die Ettringitbildung gegeben sind. Dazu wurden Laborproben in einem Mischungsverhältnis Boden : Bindemittel von 1 : 1 hergestellt. In Anlehnung an die Vorgaben in DIN 196-3 zur Bestimmung der Raumbeständigkeit wurden Boden-Bindemittel-Mischungen mit vergleichbarer Konsistenz im Bereich der Normsteife hergestellt, woraus sich je nach Mahlfeinheit des Bindemittels sowie in Abhängigkeit der Korngrößenverteilung und mineralogischen Zusammensetzung der Böden unterschiedliche Wasser-Bindemittel-Werte zwischen 0,6 und 1,0 ergeben (vgl. Tabelle 7.4).

Boden Nr.	Bindemittel Nr.				
	B-Ö-1	B-Ö-2	B-Ö-3	B-1	B-2
I	1,00	1,00	1,00	0,75	1,00
II	0,75	0,75	0,75	0,60	0,60
III	0,75	0,75	0,75	0,60	0,60
IV	0,75	0,75	0,75	0,60	0,60
V	0,75	0,75	0,75	0,60	0,60
VI	0,60	0,75	0,75	0,60	0,60
VII	1,00	1,00	1,00	0,75	1,00

Tabelle 7.4 Wasser-Bindemittel-Wert [-] für die Labormischungen

Die Versuche wurden im Quellrahmen ($4 \times 4 \times 25 \text{ cm}^3$, vgl. Bild 7.12) mit teilweiser Behinderung der Quelldehnung bei Raumtemperatur 20°C und 95 % relativer Luftfeuchte durchgeführt. Anhand von Vorversuchen war festgestellt worden, dass die Quelldehnungen nach 7 Tagen weitgehend abgeschlossen sind. Daher wurde die Versuchsdauer auf 7 Tage beschränkt. Die Messung der Quelldehnung resp. der Längenänderung erfolgte kontinuierlich.



Bild 7.12 Quellrahmen $4 \times 4 \times 25 \text{ cm}^3$ zur Beobachtung der Quelldehnung bei teilweiser Behinderung der Seitendehnung

Nach Versuchsende wurden die Proben ausgeschalt, die einaxiale Druckfestigkeit bestimmt sowie eine Röntgenphasenanalyse durchgeführt. Als Maß für den Ettringitanteil wurden im Röntgenogramm die Auszählung der Peakhöhen und Mittelwertbildung aus den Reflexlagen $9,08$ und $15,75^\circ 2\theta$ herangezogen.

In Bild 7.13 sind die maximalen Quelldehnungen der Boden-Bindemittel-Gemische nach 7 Tagen Lagerung dargestellt. Insgesamt weist das Bindemittel B-Ö-1 im Vergleich zu den anderen Bindemitteln mit rd. 0,08 % das größte Quellpotenzial auf. Aufgrund seiner spezifischen Zusammensetzung muss hier von optimalen Quellbedingungen ausgegangen werden. Die Quelldehnungen der Bindemittel B-Ö-2, B-Ö-3 und B-1 sind mit 0,04 % bis 0,06 % geringer. Die vergleichsweise kleinen Quelldehnungen beim Bindemittel B-2 sind durch den hohen Anteil an Kalksteinmehl begründet.

Im Vergleich zwischen den Boden-Bindemittel-Gemischen und den Kontrollproben ergibt sich folgendes Bild: in wenigen Fällen wurde ein höhere, meist jedoch gleiche oder niedrigere Quelldehnungen festgestellt.

Bei den Mischungen mit B-1 sind gegenüber der Kontrollprobe sowohl deutlich reduzierte Quelldehnungen (Boden III bis V und VII) als auch rund 50 % größere Quelldehnungen (Boden II und VI) gemessen worden. Bei der Mischung B-1 mit Boden I wurden überhaupt keine Volumenänderungen beobachtet.

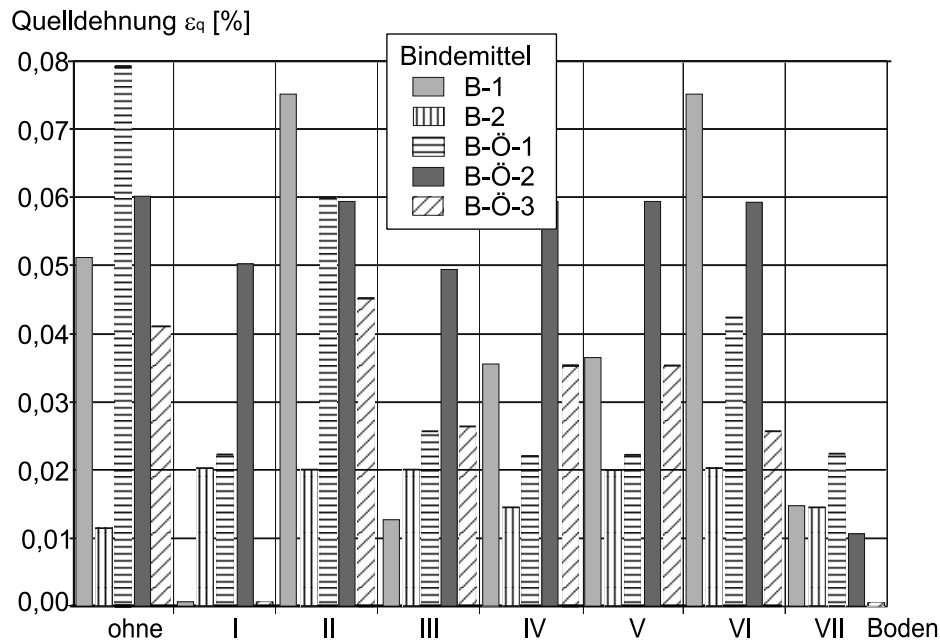


Bild 7.13 Ergebnis der Versuche im Quellrahmen – maximale Quelldehnung nach 7 Tagen

Bei den Mischungen mit B-2 sind gegenüber der Kontrollprobe in allen Fällen größere Quelldehnungen gemessen worden. Insgesamt wurden mit 0,014 % bis 0,020 % nur vergleichsweise geringe Quelldehnungen gemessen. Eine Abhängigkeit vom Tonmineralgehalt ist nicht erkennbar.

Bei den Mischungen mit B-Ö-1 sind gegenüber der Kontrollprobe die Quelldehnungen um mehr als 25 % reduziert. Eine Abhängigkeit vom Tonmineralgehalt ist auch hier nicht nachweisbar.

Die Mischungen mit B-Ö-2 zeigen mit Ausnahme der Mischung mit Boden VII Quelldehnungen in der gleichen Größenordnung wie die Kontrollprobe. Gleiches gilt für die Mischungen mit B-Ö-3. Ausnahmen sind hier die Mischungen mit Boden I und VII, bei denen überhaupt keine Quelldehnungen gemessen wurden.

Im Vergleich der Böden weisen die Mischungen mit den Böden I und VII tendenziell die niedrigsten bis gar keine Quelldehnungen auf. Es handelt sich um die Böden mit dem höchsten Tonmineralgehalt sowie im Fall von Boden I auch um den Boden mit dem höchsten Karbonatanteil. Hier bestätigt sich der bereits beim Bindemittel B-2 beobachtete dämpfende Einfluss von Kalk auf die Quelldehnung.

Insgesamt deuten die Ergebnisse darauf hin, dass ein erheblicher Teil des zur Mischung gegebenen Wassers in den Schichtsilicaten (Glimmer und Chlorite) angelagert wird und somit für die chemischen Reaktionen zur Mineralneubildung nicht mehr zur Verfügung steht. Boden I besitzt den höchsten Feinkornanteil und den größten Wasseraufnahme-

wert im Vergleich der in dieser Versuchsreihe verwendeten Böden. Bestätigt wird diese Hypothese durch die Ergebnisse der Versuche zur einaxialen Druckfestigkeit (Bild 7.14). Hier weisen die Mischungen mit den Böden I und VII die niedrigsten Festigkeiten auf, was auf einen vergleichsweise niedrigen Hydratationsgrad schließen lässt, obwohl diese Mischungen mit dem größten Wasser-Bindemittel-Wert hergestellt worden waren (vgl. Tabelle 7.4).

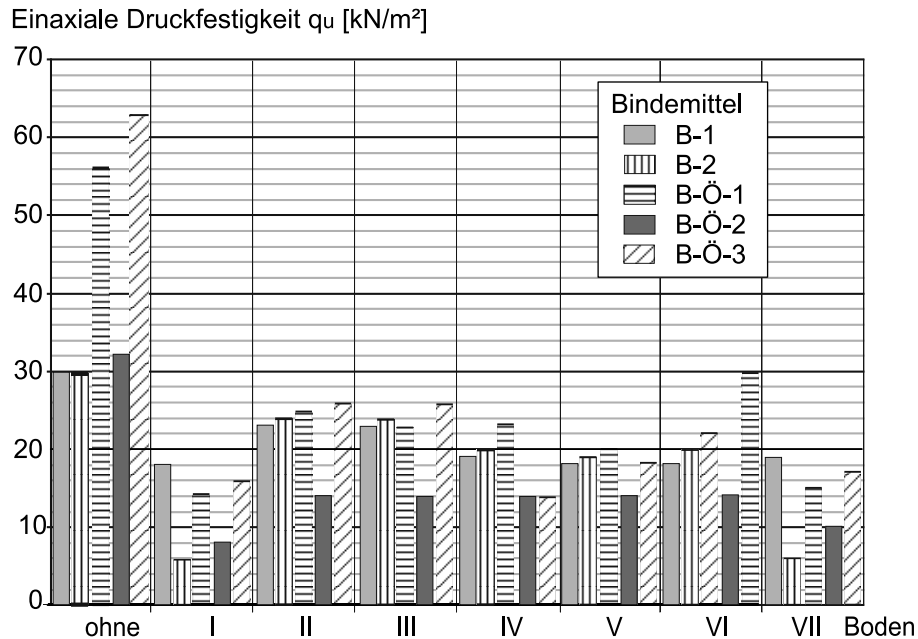


Bild 7.14 Einaxiale Druckfestigkeit (Probenalter: 7 Tage)

In Bild 7.15 sind die Ettringit-Peakhöhen aus der Röntgenphasenanalyse für die Labormischungen nach Beendigung des 7-tägigen Quelldehnungsversuches zusammengestellt. Die Bindemittel B-1 und B-2 weisen den niedrigsten und das Bindemittel B-Ö-2 den höchsten Ettringitgehalt auf. Bei allen Mischungen sind der Al_2O_3 - und der SO_3 -Gehalt des Bindemittels direkt in den Ettringit-Peakhöhen erkennbar. Je höher die Anteile, desto größer auch der Ettringitgehalt nach 7 Tagen. Unter Berücksichtigung der Ergebnisse aus den Versuchen zum Sulfatgehalt in der Porenlösung ist festzustellen, dass die Ettringitbildung maßgeblich von der Zusammensetzung des Bindemittels beeinflusst wird. Der Einfluss aus dem Boden ist prinzipiell erkennbar und es konnte gegenüber den Kontrollproben trotz nur 50 % Bindemittelgehalt in der Mischung verstärkte Ettringitbildung nachgewiesen werden. Aus den Absolutwerten ist allerdings kein signifikanter Zusammenhang zu erkennen. Dies gilt sowohl für den Tonmineral- und Glimmeranteil als auch für den Karbonatgehalt (Calcit und Dolomit) im Boden.

Damit ist zusammenfassend festzustellen, dass Boden als wesentlicher Teil eines Boden-Bindemittel-Gemisches insbesondere aufgrund seines Feinkornanteils im Gemisch und aufgrund seiner mineralogischen Zusammensetzung die Eigenschaften des Boden-Bindemittel-Gemisches in den ersten 7 Tagen nach Herstellung beeinflusst. Dies konnte durch die beschriebenen Korrelationen in der einaxialen Druckfestigkeit und in der Querdehnung gezeigt werden. Signifikante Korrelationen hinsichtlich der Ettringitmenge konnten dagegen nur in Abhängigkeit der verwendeten Bindemittel nachgewiesen werden. Ein Einfluss der Bodeneigenschaften auf die Ettringitbildung war in der hier verwendeten Versuchskonstellation nur dem Grunde nach nachweisbar.

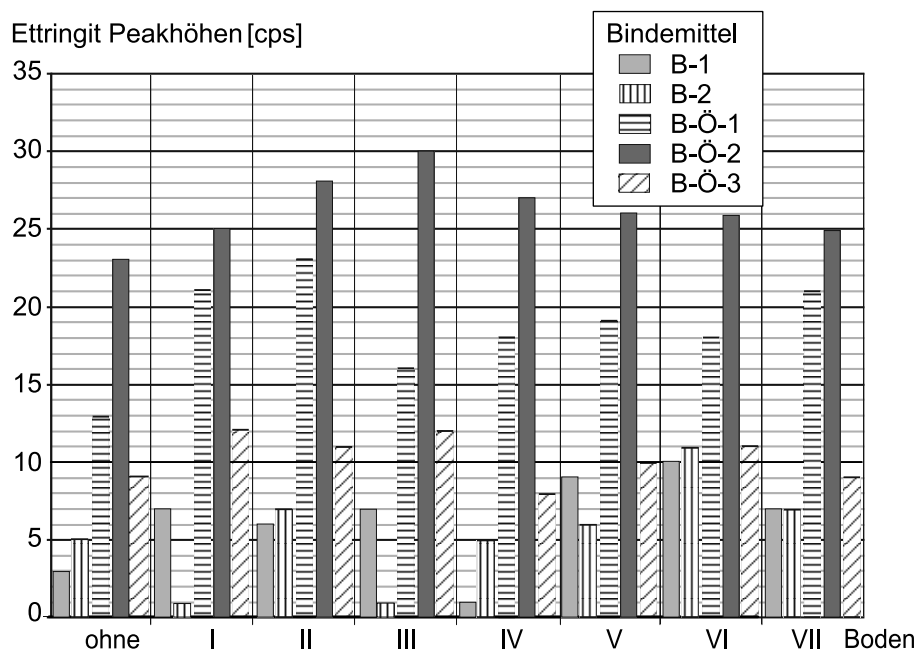


Bild 7.15 Ettringit-Peakhöhen (Probenalter: 7 Tage) aus der Röntgenphasenanalyse

7.5 Untersuchungen zum Einfluss von Tonmineralen und Sulfaten im Boden auf das Quellverhalten

Zur weiteren Spezifizierung des Einflusses von Tonmineralen auf das Quellverhalten von Boden-Bindemittel-Gemischen wurden ergänzende Untersuchungen im Labor durchgeführt. Dazu wurden nach der in Kapitel 7.4.1 beschriebenen Vorgehensweise Mischungen aus den in Kapitel 7.2 beschriebenen Böden und Bindemitteln hergestellt. Die Mischungs- und Randbedingungen für die Versuche wurden wie folgt definiert:

Boden:	VII, VIII, IX
Bindemittel:	B-Ö-4, B-3, B-4
Wassergehalt des Bodens:	w = 6 % / 9 % / 12 %
Verhältnis Boden/Bindemittel:	1,0 / 0,5 / 0,33
Verhältnis Wasser/Bindemittel:	1,0
Zugabe- / Lagerungswasser:	Sulfatgehalt: 90 mg/l pH-Wert: 8,5 Kalkgehalt: 0,03 %

Insgesamt wurden 45 verschiedene Mischungen (je drei Proben pro Mischung) mit den o.g. Mischungsverhältnissen hergestellt. Der Boden wurde zunächst durch Ofentrocknung bei 105 °C bis zur Massenkonzanz vorbereitet und ggf. noch mit dem Mörser zerkleinert. Das Zugabewasser wurde entsprechend den o.g. Wasseranteilen zugegeben, wodurch das Boden-Bindemittel-Gemisch in Abhängigkeit der Bodenart und des Bodenanteils in zäher bis flüssiger Konsistenz vorlag. Die Mischungen wurden in zylinderförmige Schalungen (Höhe rd. 20 mm, Durchmesser rd. 57 mm) gefüllt, auf einem Rütteltisch verdichtet und gegen Austrocknen geschützt über 48 Stunden bei Raumtemperatur gelagert. Anschließend wurden die Proben aus der Schalung genommen und die vertikalen Quelldehnungen (bezogen auf die Probenhöhe) ohne Behinderung der Seitendehnung bei Wasserlagerung bei einer Umgebungstemperatur von 15 °C über die Versuchsdauer von 180 Tagen gemessen. Die infolge der Wassersättigung zu Versuchsbeginn auftretenden großen Vertikaldehnungen infolge physikalischer Quellungen der Phase I (vgl. Kapitel 7.4.1) während der ersten Tage der Wasserlagerung wurden separat erfasst und in der Bestimmung der Quelldehnung resp. der Quellraten separat ausgewiesen.

Ergänzend wurden zeitgleich zu den Quelldehnungsversuchen auch Versuche zur Bestimmung des Quelldruckes in Anlehnung an die Empfehlung Nr. 11 des AK 19 der DGEG mit dem Kompressionsgerät (Ödometer) an ausgewählten Mischungen durchgeführt. Für alle Mischungen wurde ergänzend die einaxiale Druckfestigkeit in Anlehnung an DIN EN ISO 17892-7 sowie die Empfehlung Nr. 1 des AK 19 der DGGT nach 7 und 28 Tagen bestimmt.

Bild 7.16 zeigt für die Mischung aus Boden IX und B-Ö-4 den typischen Verlauf der Quelldehnungen über die Dauer der Wasserlagerung. Obwohl die Mischungen mit einem Wasser-Bindemittel-Verhältnis von 1,0 hergestellt wurden und die Proben während des Erhärtens gegen Austrocknen geschützt waren, wurde bei allen Mischungen zu Beginn der Wasserlagerung eine Phase der Wassersättigung mit vergleichsweise starken physikalischen Quelldehnungen beobachtet (Phase I). Eine ausgeprägte Übergangsphase (Phase II), wie dies bei den Versuchen mit den Mischungen mit den Böden I bis VI festgestellt worden war (vgl. Kapitel 7.4.1), trat in dieser Untersuchungskampagne ebenfalls auf.

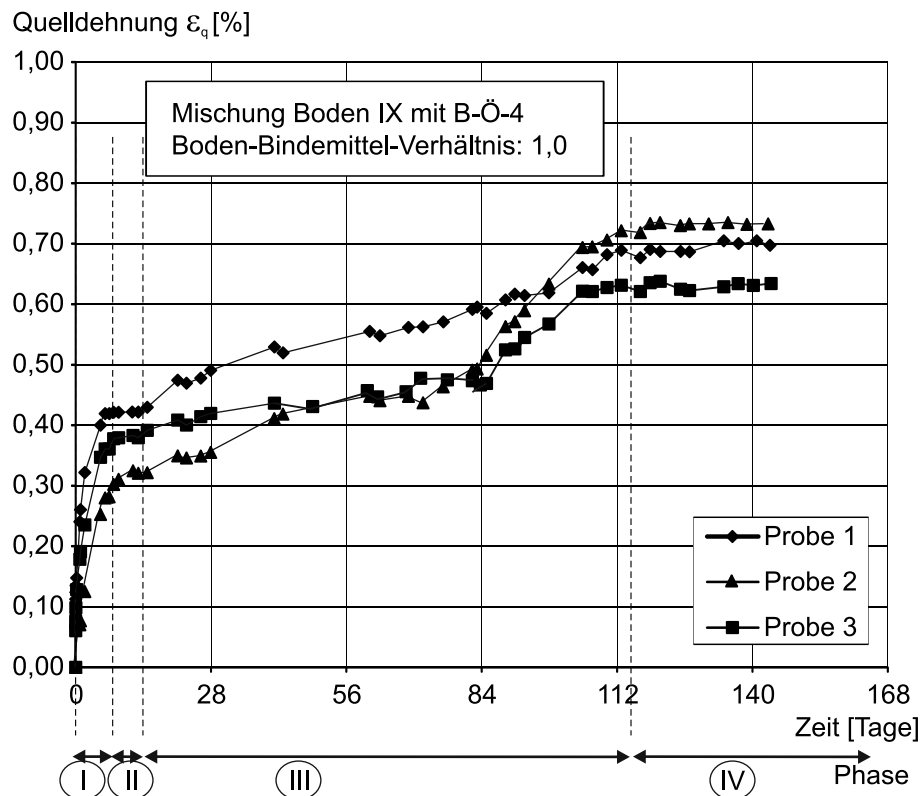


Bild 7.16 Quelldehnung über die Zeit •
Mischung Boden IX mit Bindemittel B-Ö-4

In Bild 7.17 sind die Ergebnisse der physikalischen Quelldehnungen der Phase I in Abhängigkeit der Lagerungsdauer im Wasser zusammengestellt. Es wurden physikalisch induzierte Quelldehnungen zwischen 0,04 % (Mischung Boden VIII mit B-4) und 0,43 % (Mischung Boden IX mit B-Ö-4) gemessen. Die physikalischen Quelldehnungen waren nach 152 Stunden (rd. 6 Tagen) bis spätestens nach 484 Stunden (rd. 20 Tagen) abgeschlossen. Unabhängig von der verwendeten Bodenart traten bei den Mischungen mit dem Bindemittel B-Ö-4 jeweils die größten und bei den Mischungen mit B-4 jeweils die geringsten physikalischen Quelldehnungen auf, was auf den Hüttensandanteil im Bindemittel zurückgeführt wird. Die im Boden IX enthaltenen quellfähigen Tonminerale (Montmorillonit) führen im Vergleich zu den Böden VII und VIII unabhängig vom Bindemittel zu den größten physikalischen Quelldehnungen. Ein direkter Zusammenhang zwischen der Quelldehnung in Phase I und der Quelldauer wurde nicht festgestellt, so dass von einer Überlagerung der verschiedenen Effekte auszugehen ist. Tendenziell kann eine generelle Abhängigkeit der physikalischen Quelldehnung von der Probenichte zu Versuchsbeginn festgestellt werden, wobei der anteilige Einfluss der Bindemittel- und Bodeneigenschaften in Phase I nicht näher quantifiziert werden kann. Die Proben mit Boden IX weisen die niedrigste Dichte und die größten physikalischen Quelldehnungen auf, gefolgt von den Mischungen mit Boden VIII und Boden VII (vgl. Bild 7.18).

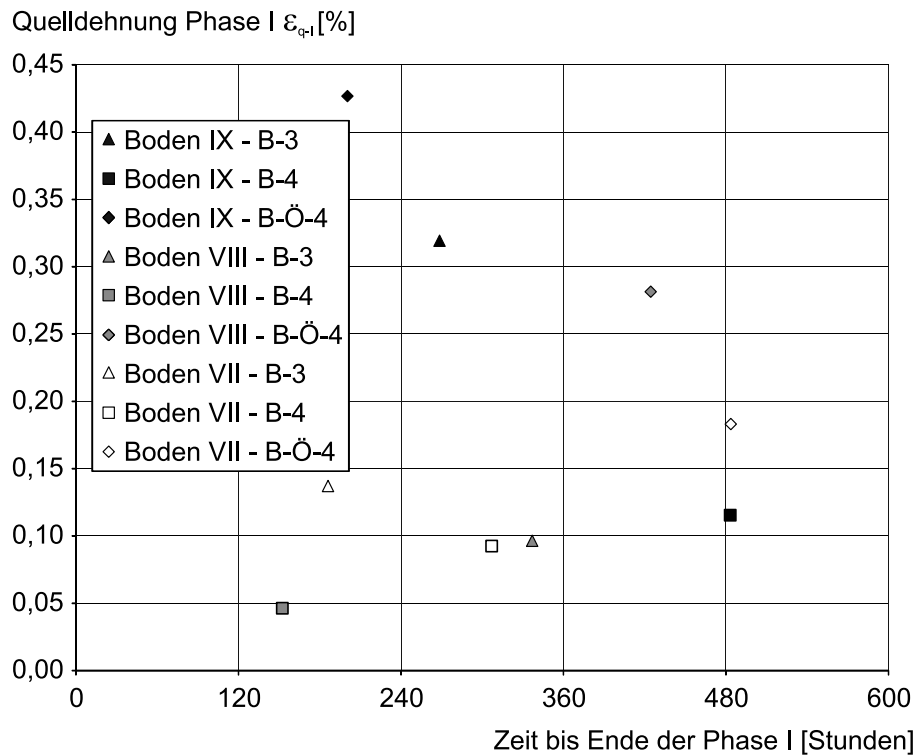


Bild 7.17 Maximale Quelldehnung bis zum Ende der Phase I • Boden-Bindemittel-Wert 1,0

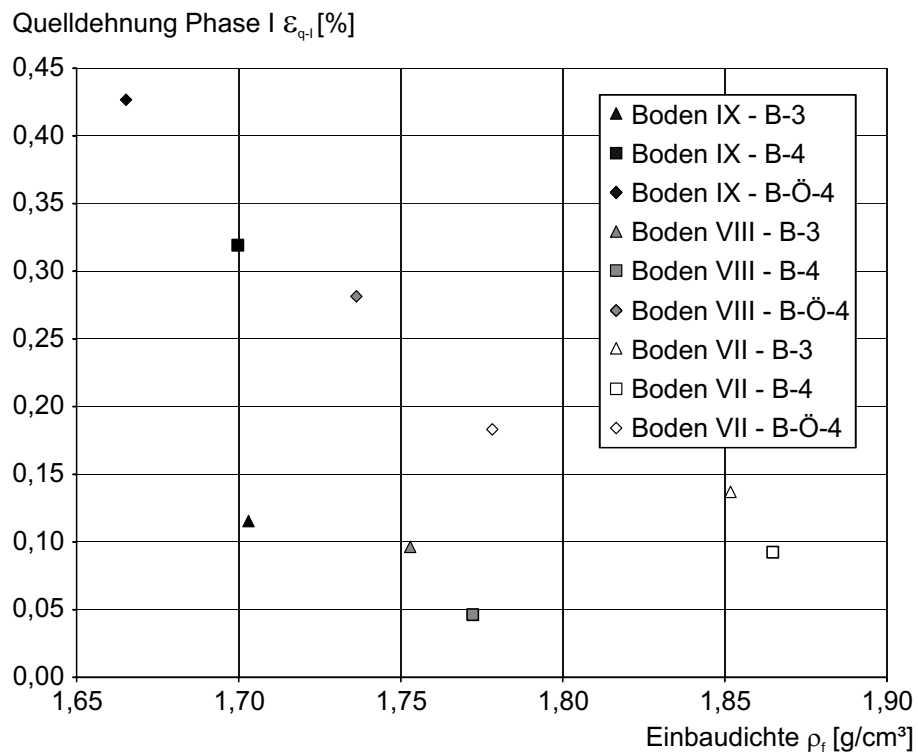


Bild 7.18 Quelldehnung aus Phase I in Abhängigkeit zur Proben-dichte zu Versuchsbeginn • Boden-Bindemittel-Wert 1,0

Die im Rahmen der Langzeitquellversuche gemessenen Quelldehnungen der Phase III zeigen die erwartete Abhängigkeit von der Bodenart in der Mischung. In Bild 7.19 ist die maximal gemessene Quelldehnung in Abhängigkeit der Lagerungsdauer im Wasser aufgetragen. Während bei allen Mischungen mit Boden VII statt Quelldehnungen geringe Schrumpfungen von rd. 0,02 % registriert wurden, traten bei den Mischungen mit Boden IX deutliche Quelldehnungen in der Phase III auf, die zwischen 0,09 % und 0,32 % der Ausgangsprobenhöhe betragen. Bei den Mischungen mit Boden VIII wurden in Kombination mit den Bindemitteln B-3 und B-4 Quelldehnungen von 0,15 % resp. 0,21 % gemessen, während mit Bindemittel B-Ö-4 im Mittel 0,04 % Schrumpfen gemessen wurden. Der Quellprozess der Mischungen mit Boden VIII war nach spätestens 160 Tagen, bei den Mischungen mit Boden IX nach spätestens 100 Tagen abgeschlossen. Danach wurden keine weiteren Volumenänderungen mehr festgestellt.

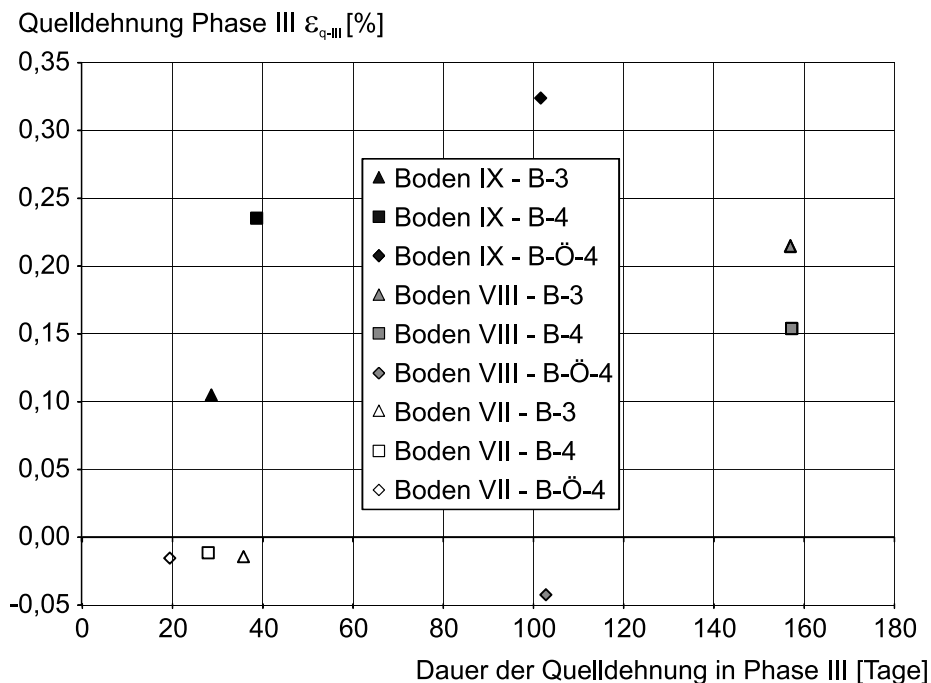


Bild 7.19 Quelldehnung in Abhängigkeit zur Dauer des Quellprozesses in Phase III • Boden-Bindemittel-Wert 1,0

Die Analyse der Quelldehnung in Abhängigkeit von der Dichte zu Versuchsbeginn (vgl. Bild 7.20) zeigt, dass generell die Mischungen mit Boden IX die geringste Einbaudichte und die Mischungen mit Boden VII die höchste Einbaudichte aufweisen. Dies entspricht der an den Böden ermittelten Korndichte. Sowohl die Dichte als auch die Mahlfeinheit des Bindemittels spielen bei dem hier untersuchten Boden-Bindemittel-Verhältnis von 1 : 1 offenbar nur eine untergeordnete Rolle. Ein direkter Zusammenhang zwischen dem chemischen Quellpotenzial (Phase III) und der Einbaudichte resp. Dichte zu Versuchsbeginn ist nicht nachweisbar.

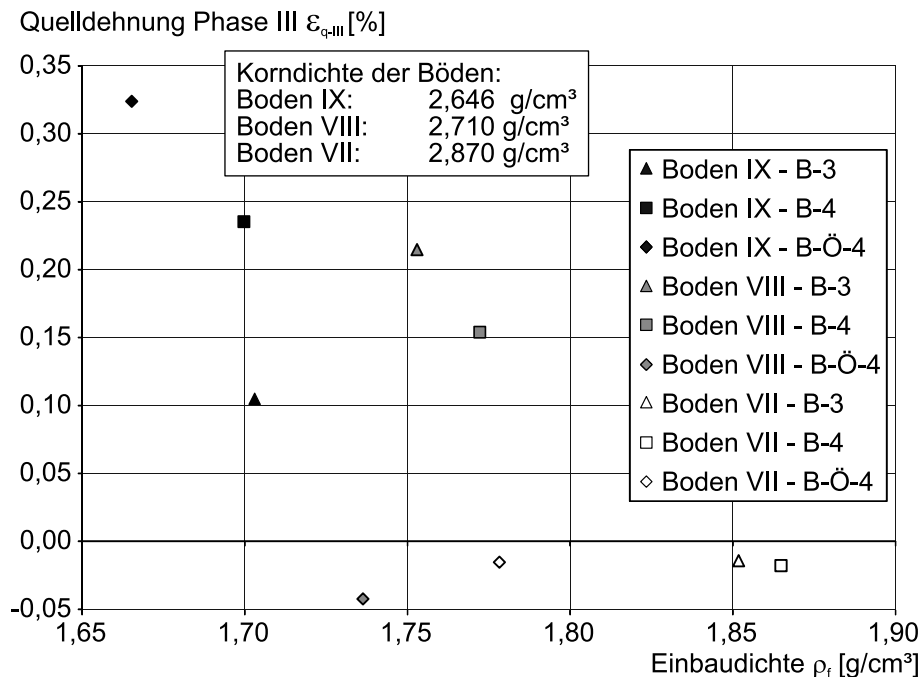


Bild 7.20 Quelldehnung aus Phase III in Abhängigkeit zur Proben-
 dichte zu Versuchsbeginn • Boden-Bindemittel-Wert 1,0

Im Vergleich zu den Ergebnissen der Langzeitversuche in Kapitel 7.4.1 zeigen die Mischungen mit den Böden VIII und IX deutlich größere Quelldehnungen in Phase III. Damit ist der Nachweis erbracht, dass die in den Böden enthaltenen Tonminerale und Sulfate auch in den Boden-Bindemittel-Gemischen mit hohem Bindemittelanteil (hier: 50 %), wie sie in der Baugrundverbesserung zur Anwendung kommen, zur Ettringitbildung beitragen und das Quellverhalten erheblich beeinflussen.

Zur weiteren Analyse zum anteiligen Einfluss von Boden und Bindemittel auf das Quelldehnungsverhalten wurden Mischungen mit Boden-Bindemittel-Verhältnis von 1 : 1, 1 : 2 sowie 1 : 3 untersucht. In Bild 7.21 sind die gemessenen Quelldehnungen der Phase III über die Zeit für die Mischungen aus Boden IX mit Bindemittel B-Ö-4 in den genannten Mischungsverhältnissen dargestellt. Hier ist deutlich der Einfluss der quellfähigen Tonminerale im Boden am gesamten Quellpotenzial der Mischung erkennbar. Durch die Zugabe des Bindemittels können die Quelldehnungen in Abhängigkeit der Bindemittelmenge erheblich reduziert werden.

Während bei einem Boden-Bindemittel-Verhältnis von 1 : 2 und 1 : 3 in der Phase III die Quelldehnungen nach rund 40 Tagen ihr Maximum erreicht haben, dauert der Quellprozess bei einem Boden-Bindemittel-Verhältnis von 1 : 1 mit rund 110 Tagen nahezu doppelt so lang. Die dabei auftretenden Quelldehnungen sind mit $\varepsilon_{q-III} = 0,32$ % rund 6-mal größer als bei den anderen Mischungsverhältnissen. Dies bestätigt die These, dass das Quellverhalten nicht alleine durch die Quelleigenschaften des Bodens

bedingt ist, sondern dass auch eine Interaktion zwischen Bindemittel und Boden stattfindet. Deutlich ist das durch die Bindemittelzugabe induzierte zeitverzögerte Quellen der Tonminerale erkennbar. Die beschriebenen Zusammenhänge sind, - wenn auch in unterschiedlicher Intensität - dem Grunde nach auch bei den Mischungen mit Bindemittel B-3 und B-4 vorhanden.

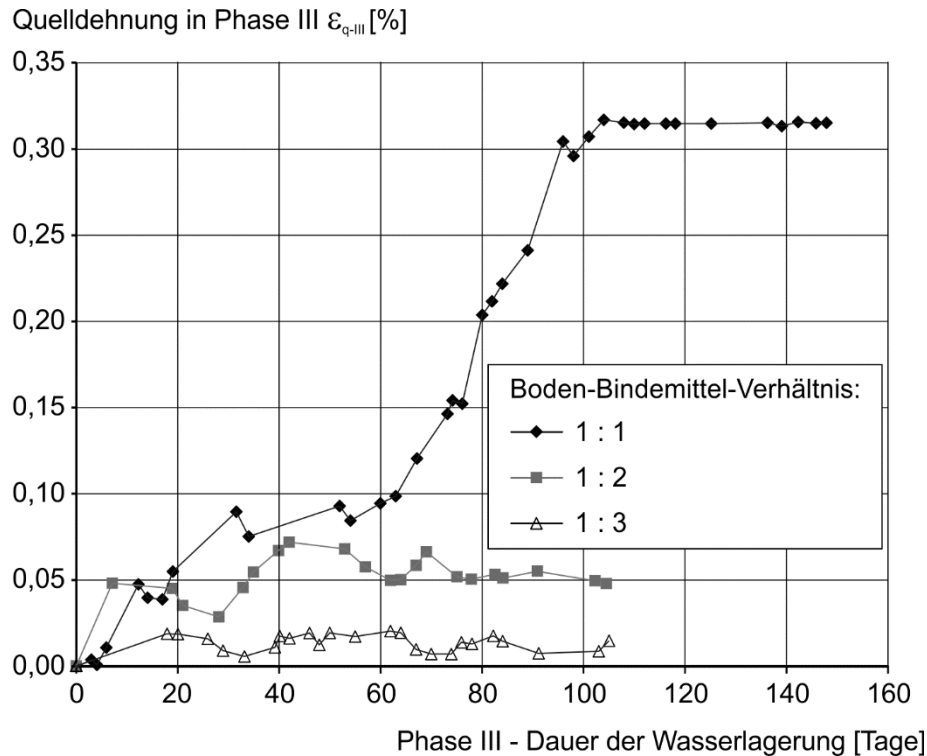


Bild 7.21 Quelldehnung in Phase III in Abhängigkeit vom Mischungsverhältnis • Mischungen Boden IX mit Bindemittel B-Ö-4

Wie in Bild 7.22 dargestellt, liegen bei den Mischungen aus Boden IX und Bindemittel B-3 die gemessenen Quelldehnungen der Phase III mit rd. 0,1 % bei den Mischungsverhältnissen 1 : 1 und 1 : 2 in der gleichen Größenordnung wie mit Bindemittel B-Ö-4 (vgl. auch Bild 7.21), bei einem Mischungsverhältnis von 1 : 3 treten lediglich kaum messbare Quelldehnungen auf.

Bei den Mischungen aus Boden IX und Bindemittel B-4 wurde ein nahezu linearer Zusammenhang zwischen der maximalen Quelldehnung in Phase III und dem Bindemittelanteil festgestellt (Bild 7.23). Ausgehend von einem Mischungsverhältnis von 1 : 1 nimmt das Quellpotenzial um jeweils rd. 30 % mit zunehmendem Bindemittelanteil (Verhältnis 1 : 2 und 1 : 3) ab.

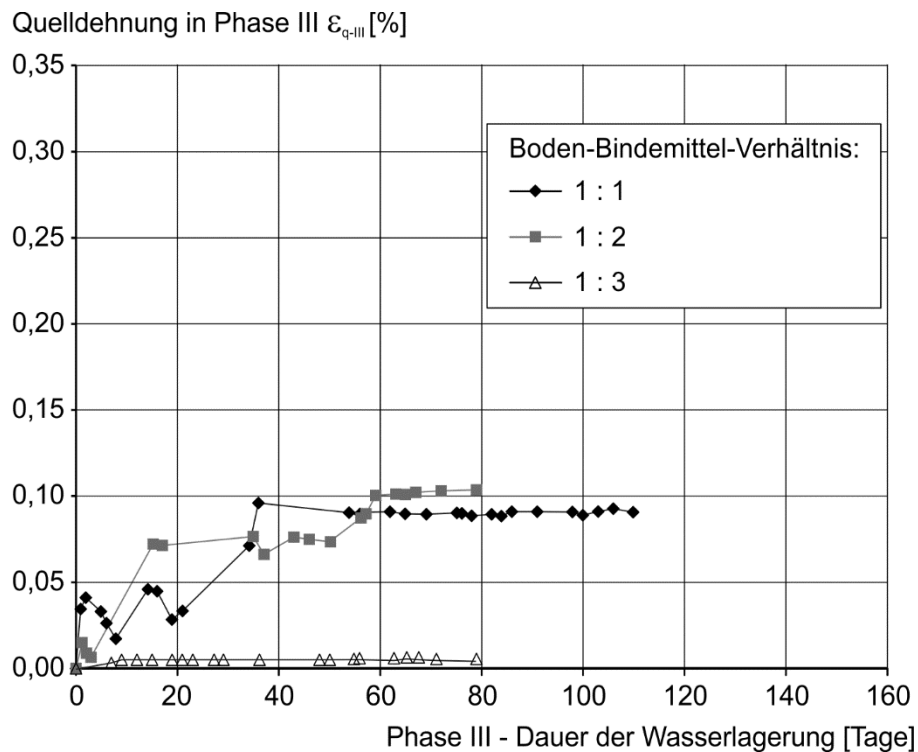


Bild 7.22 Quelldehnung in Phase III in Abhängigkeit vom Mischungsverhältnis • Mischungen Boden IX mit Bindemittel B-3

Das in DIN 4030 vorgegebene Bewertungskriterium „Sulfatgehalt im Boden“, welches auch bei der Risikobewertung von Knopp & Moormann (2013) zur Anwendung kommt, führt bei Boden-Bindemittel-Gemischen mit höherem Bindemittelanteil, wie sie in der Baugrundverbesserung verwendet werden, zu einer Überschätzung des Gefährdungspotenzials. Unabhängig vom Bindemittel wurden in den Laborversuchen bei einem Boden-Bindemittel-Verhältnis von 1 : 3 keine Quelldehnungen infolge Ettringitbildung mehr festgestellt.

Ein Zusammenhang zwischen der Mischungsdichte beim Einbau und dem in der Mischung verwendeten Bindemittelgehalt ist grundsätzlich gegeben (Bild 7.24). Mit zunehmendem Bindemittelanteil sinkt im Fall des für die Mischungen verwendeten Wasser-Bindemittel-Verhältnisses von 1,0 die Dichte der Mischung. Dies liegt insbesondere am steigenden Wasseranteil bezogen auf die Gesamtmischung. Gleichzeitig wirkt sich der höhere Bindemittelgehalt dämpfend auf die Quellmechanismen in Phase III aus, so dass festgestellt werden kann, dass mit zunehmendem Bindemittel- (und Wasser-)gehalt der Mischung die Quelldehnungen reduziert werden. Dies gilt dem Grunde nach unabhängig von der verwendeten Bindemittelart.

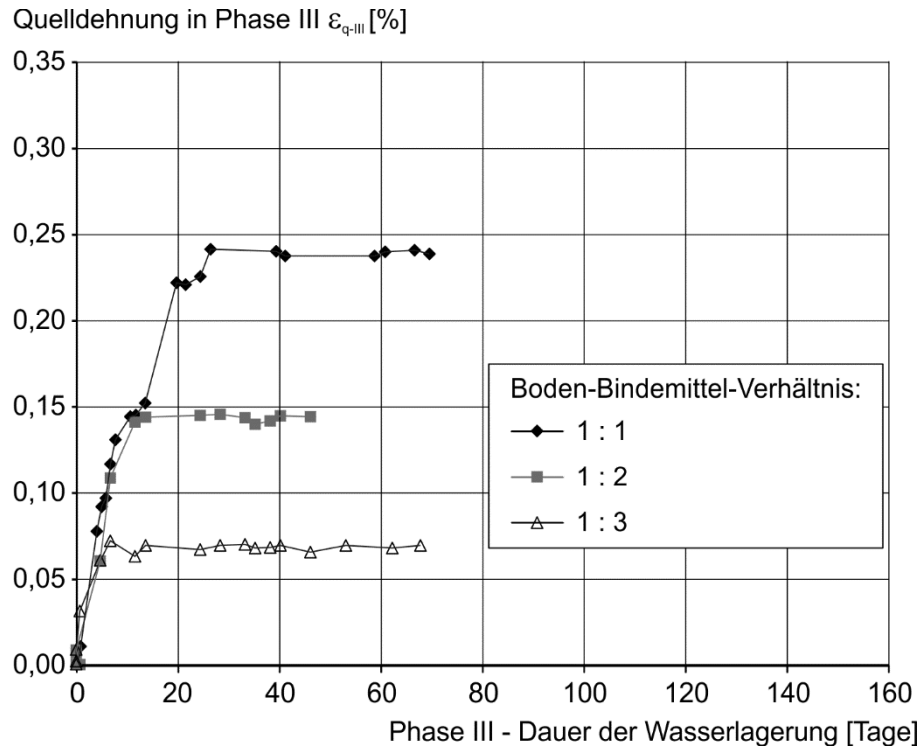


Bild 7.23 Quelldehnung in Phase III in Abhängigkeit der Dauer der Wasserlagerung • Mischungen aus Boden IX und Bindemittel B-4

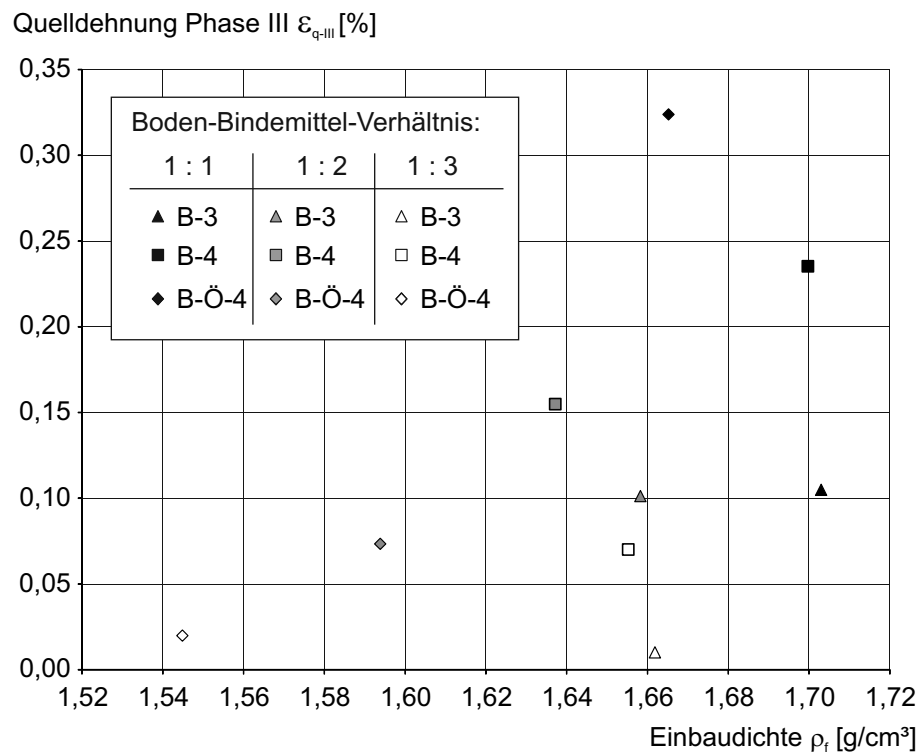


Bild 7.24 Quelldehnung in Phase III in Abhängigkeit der Proben-dichte zu Beginn der Wasserlagerung • Boden IX

In Bild 7.25 sind die Ergebnisse der einaxialen Druckfestigkeit für verschiedene Mischungen bei einem Boden-Bindemittel-Verhältnis von 1 : 1 zusammengestellt. Bei Boden IX spielt der Einfluss des Bindemittels auf die Festigkeit nur eine untergeordnete Rolle, - prägend sind hier eindeutig die Bodeneigenschaften. Gleiches gilt beim Vergleich der Mischungen mit gleichem Bindemittel und unterschiedlichen Böden. Die versuchstechnisch ermittelte einaxiale Druckfestigkeit und auch der E-Modul von den Mischungen mit Boden VII und Boden VIII sind 1,5- bis 2-fach größer als bei der Mischung mit Boden IX.



Bild 7.25 Einaxiale Druckfestigkeit für verschiedene Mischungen nach Wasserlagerung • Boden-Bindemittelverhältnis 1 : 1

Die Analyse der Versuchsergebnisse mit unterschiedlichem Boden-Bindemittel-Verhältnis zeigt einerseits, dass die Bodenkörner den Hydratationsprozess beeinflussen. Der Hydratationsprozess läuft gegenüber den Bindemittelproben deutlich zeitverzögert ab. Eine Korrelation zwischen dem Bodenanteil im Gemisch und der einaxialen Druckfestigkeit ist jedoch bei den Mischungen mit Boden IX nicht erkennbar (Bild 7.26).

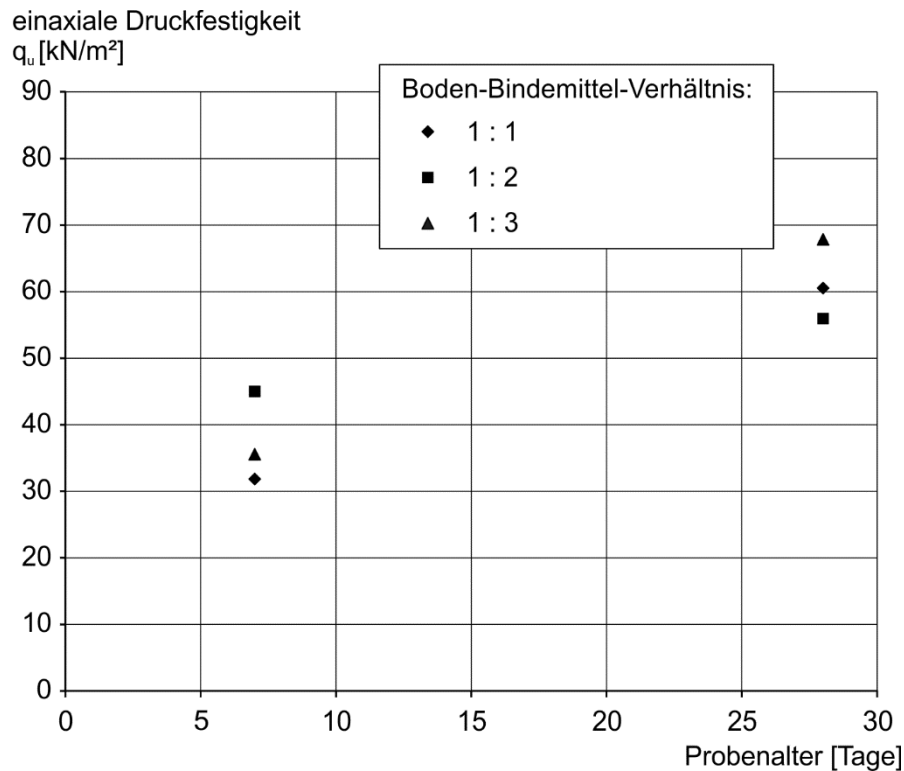


Bild 7.26 Einaxiale Druckfestigkeit der Mischungen aus Boden IX und B-Ö-4 bei unterschiedlichem Bindemittelgehalt

In Bild 7.27 und Bild 7.28 sind die Ergebnisse der Quelldruck- und Quellhebungsversuche (Phase III) über die Zeit für die Mischungen aus Boden IX und den Bindemitteln B-Ö-4 bzw. B-3 (Boden-Bindemittel-Verhältnis: 1 : 1) dargestellt. Unabhängig vom verwendeten Bindemittel waren die Maximalwerte nach etwa 120 Versuchstagen erreicht. Bei beiden Mischungen ist über den zeitlichen Verlauf keine unmittelbare Korrelation zwischen Quelldruck und Quellhebung zu erkennen, obwohl die Proben aus jeweils derselben Mischungsladung hergestellt wurden. Offenbar beeinflussen bereits kleinste Unterschiede in der chemischen und physikalischen Probenzusammensetzung den Quellprozess (vgl. auch Bild 7.16).

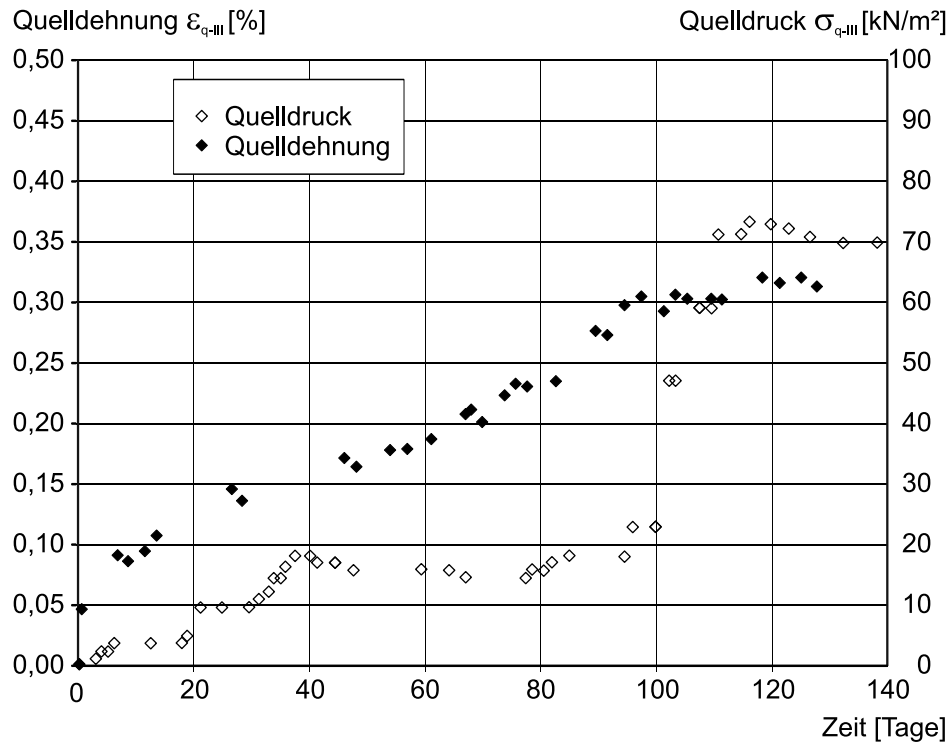


Bild 7.27 Quelldehnung ε_{q-III} und Quelldruck σ_{q-III} • Mischung aus Boden IX und B-Ö-4 (Mischungsverhältnis 1 : 1)

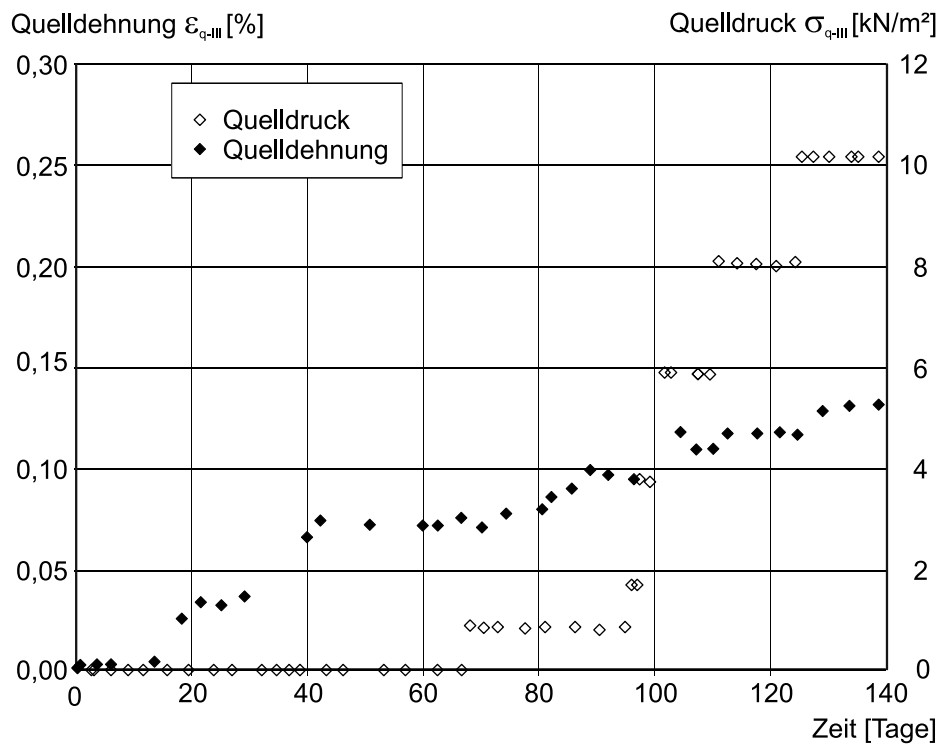


Bild 7.28 Quelldehnung ε_{q-III} und Quelldruck σ_{q-III} • Mischung aus Boden IX und Bindemittel B-3 (Mischungsverhältnis 1 : 1)

Die Analyse des Zusammenhangs zwischen dem in Phase III maximal gemessenen Quelldruck und der maximal gemessenen Quelldéhnung (bei verhinderter Seitendéhnung) für die Mischungen mit Boden IX zeigt große Streuungen in den Versuchsergebnissen (Bild 7.29). Während bei den Mischungen mit Bindemittel B-3 insgesamt nur geringe Quelldrücke von maximal 10 kN/m² registriert wurden, lagen die gemessenen Quelldrücke bei den Mischungen mit B-4 zwischen „kein Quelldruck“ und 22 kN/m². In den Mischungen mit Bindemittel B-Ö-4 entwickelte sich überwiegend ein vergleichsweise großer Quelldruck von maximal 81 kN/m². Tendenziell gilt diese Beobachtung auch für die gemessenen maximalen Quelldéhnungen. Auch hier gilt die Reihenfolge der Mischungen mit B-3 < B-4 < B-Ö-4. Wie bereits aus den vorbeschriebenen Versuchs- und Analyseergebnissen erwartet, besitzen die Proben mit dem sulfathaltigen Bindemittel in Verbindung mit stark tonmineralhaltigen Böden das größte Quellpotenzial.

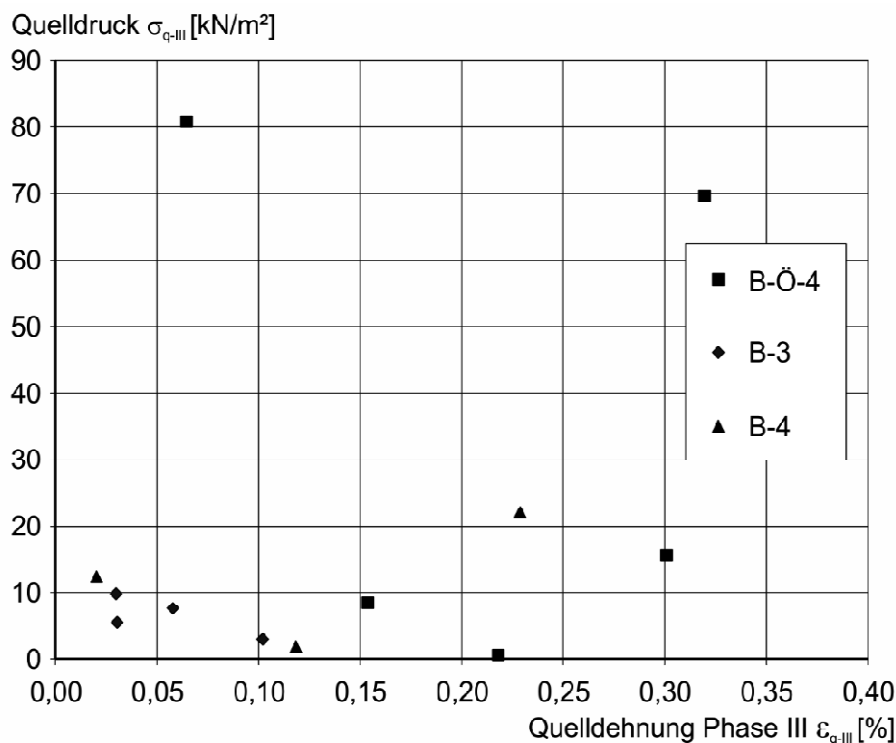


Bild 7.29 Maximale Quelldéhnung ϵ_{q-III} und maximaler Quelldruck σ_{q-III} • Mischung Boden IX im Mischungsverhältnis Boden - Bindemittel 1 : 1

7.6 Untersuchungen zum Einfluss der Umgebungstemperatur direkt nach Herstellung auf das Quellverhalten

Zur Abschätzung des Einflusses der Hydratationstemperatur auf das Quellverhalten der Boden-Bindemittel-Gemische wurden ergänzend zu den in Kapitel 7.4.1 beschriebenen Versuchen an ausgewählten Mischungen Quelldehnungsversuche durchgeführt. Abweichend von der in Kapitel 7.4.1 beschriebenen Probenherstellung wurden hier die Proben direkt nach dem Anmischen zunächst für 48 Stunden bei kontrollierter Umgebungstemperatur von 30 °C, 60 °C bzw. 80 °C gelagert. Ein Austrocknen der Proben wurde durch Abdecken verhindert. Die Mischungs- und Randbedingungen für die Versuche wurden wie folgt definiert:

Boden:	IV
Bindemittel:	B-2, B-Ö-1
Wassergehalt des Bodens:	w = 20 %
Verhältnis Boden/Bindemittel:	1,0
Verhältnis Wasser/Bindemittel:	0,8
Zugabewasser:	Sulfatgehalt: 12 mg/l pH-Wert: 8,0 Kalkgehalt: 0,03 %
Lagerungswasser:	Sulfatgehalt: 54 mg/l pH-Wert: 7,55 Kalkgehalt: 0,02 %

Die Proben wurden nach 48 Stunden ausgeschalt und anschließend im Wasserbad gelagert und die Quelldehnungen über die Zeit gemessen.

Im Vergleich zu den Versuchsergebnissen in Kapitel 7.4.1 fällt auf, dass alle Proben, die während der ersten 48 Stunden nach dem Anmischen bei höherer Umgebungstemperatur gelagert wurden, in der Anfangszeit der Wasserlagerung extrem unterschiedliche, große Quelldehnungen zeigen. In Bild 7.30 ist das Ergebnis der Mischung aus Boden IV und Bindemittel B-Ö-1 nach anfänglicher Lagerung bei 60 °C dargestellt. Die auffällig große Streuung bei den Proben gleicher Mischung betrifft sowohl die durch Sättigungsprozesse induzierten physikalischen Quelldehnungen in den ersten Stunden der Wasserlagerung (Phase I) als auch das Quelldehnungsverhalten in den darauffolgenden Tagen. Die Phase II, in der bei den Proben, die durchgehend bei Raumtemperatur gelagert worden waren, geringes Schrumpfen beobachtet werden konnte, existiert bei den Proben, die direkt nach dem Anmischen bei höherer Umgebungstemperatur gelagert worden waren, nicht. Vielmehr treten in Phase II erhebliche Quelldehnungen von bis zu 0,68 % auf. Nach spätestens 15 Tagen nimmt die Quelldehnungsrate deutlich ab. Im Anschluss sind bis zum Ende der Versuchsdauer von 50 Tagen nur noch geringe

Volumenänderungen von $< 0,05 \%$ in Form von Quellen und in einzelnen Fällen auch in Form von Schrumpfen auf. Tendenziell nimmt die Streuung der Versuchsergebnisse von Proben gleicher Mischung mit zunehmender Temperatur zu, d.h. je niedriger die Umgebungstemperatur während der ersten 48 Stunden nach dem Anmischen, desto einheitlicher ist das im Anschluss beobachtete Quellverhalten bei Wasserlagerung.

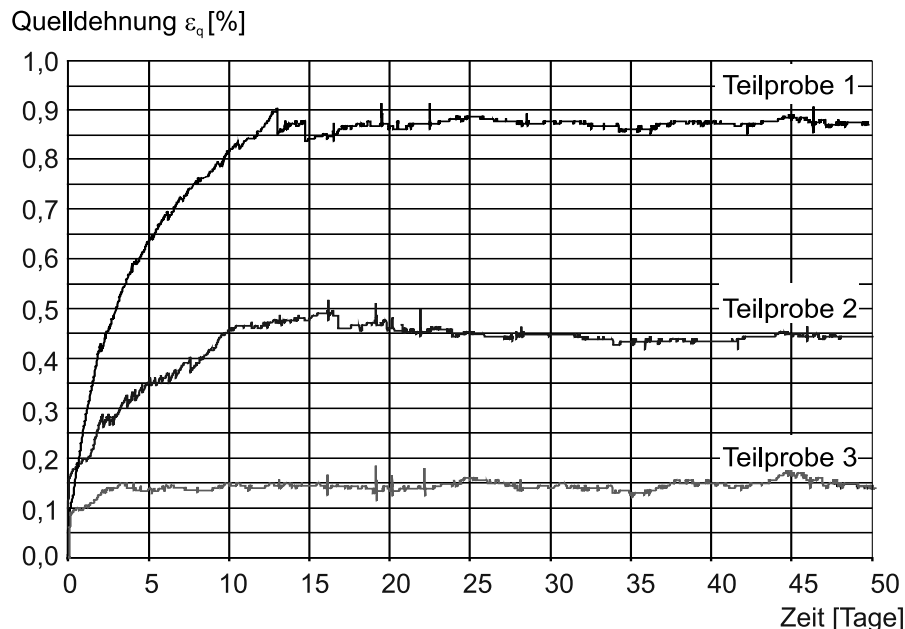


Bild 7.30 Quelldehnungsverlauf der Mischung aus B-Ö-1 und Boden IV nach anfänglicher Lagerung (48 Stunden) bei 60°C Umgebungstemperatur

In Bezug auf die Ursache für die signifikanten Unterschiede im Quelldehnungsverhalten der Proben gleicher Mischung ist festzustellen, dass die Boden-Bindemittel-Gemische jeweils in so großer Menge hergestellt wurden, dass ein Entmischen beim Abfüllen in die Schalungsformen sicher auszuschließen ist. Trotzdem sind die großen Dichteunterschiede in den Teilproben vorhanden (vgl. Bild 7.31). Da dies bei den Mischungen für die Versuchsreihe in Kapitel 7.4.1 mit identischen Mischungskomponenten nicht der Fall ist, müssen die bereits vor dem Einbau in den Quellkasten festgestellten erheblichen Unterschiede in der Dichte daher in Zusammenhang mit den höheren Lagerungstemperaturen direkt nach Herstellung stehen. Wie in Bild 7.31 dargestellt, besteht ein nahezu linearer Zusammenhang zwischen der Dichte der Probe direkt vor Einbau in den Quellkasten und den physikalischen Quelldehnungen nach 24 Stunden Wasserlagerung. Offensichtlich führen bereits geringe Unterschiede im Mischungsverhältnis Boden : Bindemittel, was versuchstechnisch trotz sorgfältigstem Mischen und schneller Weiterverarbeitung der Mischungen nicht vollständig auszuschließen ist, zu Unterschieden im Wasseranspruch für die Benetzung der Boden- und Bindemittel-Partikel sowie zu Unterschieden in der chemischen Bindung der Wassermoleküle innerhalb der

Probenkörper. Auch ein Verdampfen von geringen Wassermengen infolge der höheren Umgebungstemperatur ist trotz des sorgfältigen Schützens der Probekörper gegen Austrocknen nicht vollständig ausgeschlossen. Es steht dann weniger Wasser für die Hydratation zur Verfügung. Dies wiederum wirkt sich direkt auf die Porenstruktur der Mischung aus.

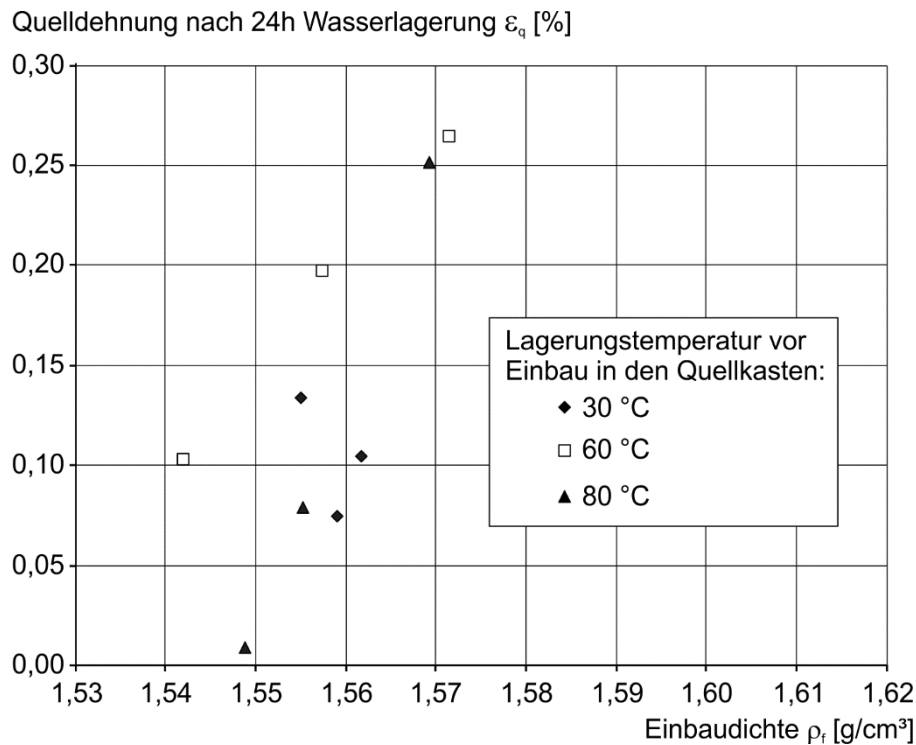


Bild 7.31 Korrelation zwischen Einbaudichte und Quelldehnung für die Mischungen aus B-Ö-1 und Boden IV

Zur Bewertung der durch chemische Quellprozesse hervorgerufenen Quelldehnungen (Phase III) sind nachfolgend in Bild 7.32 die Quelldehnungen jeweils als Mittelwert der jeweiligen Probenserie beginnend nach 14 Tagen Wasserlagerung (Quelldehnung wurde am Tag 14 der Wasserlagerung zu Null gesetzt) über einen Zeitraum von rd. 200 Tagen dargestellt.

Insgesamt sind die über den Zeitraum von knapp 200 Tagen bei Wasserlagerung beobachteten chemischen Quelldehnungen der Phase III mit $\varepsilon_{q-III} < 0,06$ % (dies entspricht einer mittleren Quellrate von $< 0,003$ % pro Tag) vergleichsweise gering und liegen im Rahmen der Ergebnisse der Mischungen, die bis zum Einbau in den Quellkasten bei Umgebungstemperatur gelagert worden sind (vgl. Kapitel 7.4.1). Anhand der niedrigen Quellraten in Phase III ist erkennbar, dass die teilweise großen Quelldehnungen in Phase II nicht zu messbaren größeren Quelldehnungen in der anschließenden Phase III führen. Die 210 Tage Beobachtungsdauer sind nicht ausreichend, um die Auswirkungen der infolge der großen Quelldehnungen in Phase II auftretenden

Gefügeveränderungen auf die Ettringitbildung im Quelldruckversuch nachweisen zu können. Da jedoch die Quelldruckungen im Unterschied zu den Versuchen in Kapitel 7.4.1 auch nach 210 Tagen Gesamtversuchsdauer noch nicht abgeschlossen sind ist festzustellen, dass es nur eine Frage der Zeit ist, bis weitere, messbare Quelldruckungen auftreten und Schäden im Gefüge offensichtlich werden.

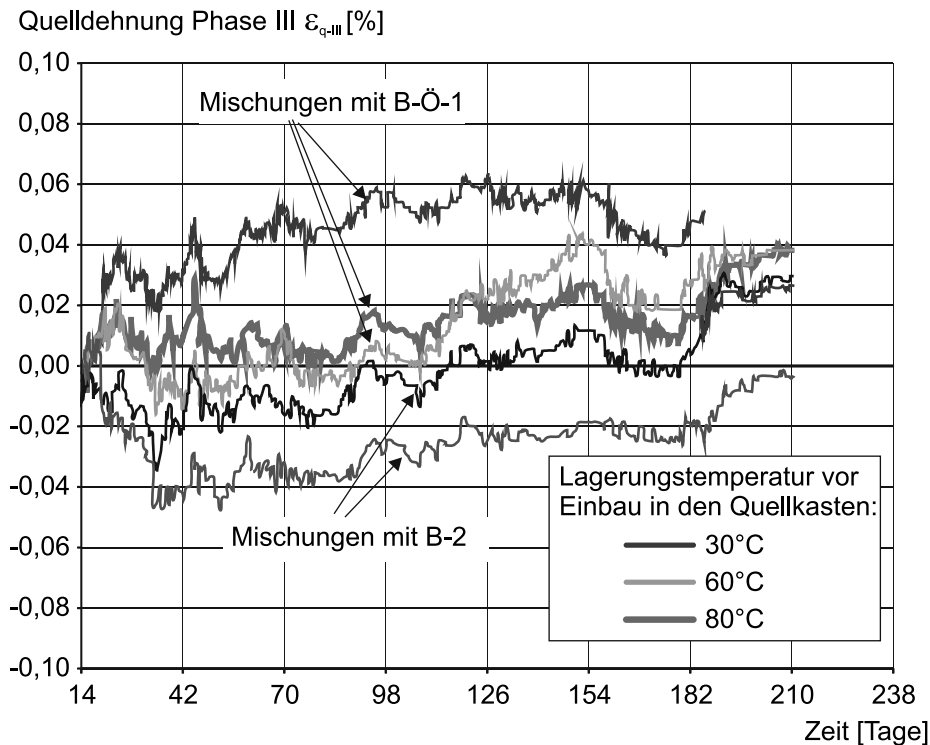


Bild 7.32 Zeitabhängige Quelldruck ε_{q-III} für die Mischungen mit Boden IV

7.7 Untersuchungen zum Einfluss des Sulfatgehaltes im Lagerungswasser auf das Quellverhalten

Zur Verifizierung des Einflusses von sulfathaltigem Lagerungswasser auf die schädigende Ettringitbildung wurden Versuche an Proben mit tonmineralhaltigen Böden durchgeführt. Hierzu wurde Boden IX mit dem höchsten Tonmineralgehalt ausgewählt. Als Bindemittel wurde B-3 verwendet.

Aufgrund der Tatsache, dass durch das Sulfat im Lagerungswasser die vollständige Zerstörung der Probe zu befürchten war, wurde im Vorfeld entschieden, die Quelldruckversuche zur Bestimmung der vertikalen Quelldruckung in diesem Fall mit verhinderter Seitendruckung durchzuführen. So konnte gewährleistet werden, dass an allen Proben neben der Quelldruckung ε_q nach Versuchsende auch die Kenngrößen Wassergehalt und Dichte auch im Fall von Gefügeschäden bestimmt werden können.

Für die Untersuchungen wurden Proben mit verschiedenen Mischungsverhältnissen hergestellt und die Mischungen in unterschiedlich sulfathaltigem Wasser gelagert. Die Mischungs- und Randbedingungen für die Versuche wurden wie folgt festgelegt:

Bindemittel:	B-3
Boden:	IX
Wassergehalt des Bodens:	w = 20 %
Verhältnis Boden/Bindemittel:	1 : 0 / 7 : 3 / 3 : 7
Verhältnis Wasser/Bindemittel:	1,0
Zugabewasser:	Sulfatgehalt: \approx 90 mg/l
Lagerungswasser:	a) 90 mg/l Na ₂ SO ₄ b) 600 mg/l Na ₂ SO ₄ c) 3.000 mg/l Na ₂ SO ₄
Aushärtezeit vor Beginn der Wasserlagerung:	a) 2 Tage b) 7 Tage
Dauer der Wasserlagerung:	90 Tage
Probengröße:	Höhe: 2 cm Durchmesser: 5,75 cm

Zunächst wurde der Einfluss des Sulfatgehaltes im Lagerungswasser auf das Quellverhalten des Bodens ohne Zugabe von Bindemittel untersucht (Bild 7.33). Die Bodenproben wurden, um eventuelle Störungen in der Probenstruktur zu minimieren, direkt aus dem, mit der Erkundungsbohrung im Linerverfahren gewonnenen Bohrkern entnommen und in einen Kunststoffring eingebaut. Durch die Wasserlagerung traten zunächst bei allen Proben Quelldehnungen infolge der Änderung im Wassergehalt auf. Durch Lagerung im Wasser mit 90 mg/l Na₂SO₄ wurden innerhalb der ersten Tage Quelldehnungen von rd. 3,8 % gemessen. Bei höheren Sulfatgehalten von 600 mg/l bzw. 3.000 mg/l betrug der Wert rd. 4,6 %. Aus den Ergebnissen ist erkennbar, dass in dieser Phase bereits chemische Prozesse für die Quelldehnungen mitverantwortlich sind. Während bei der Lagerung in Wasser mit Sulfatgehalt 90 mg/l im Anschluss nur noch eine sehr geringe Zunahme der Quelldehnungen auf rd. 4,0 % beobachtet wurde, traten mit zunehmendem Sulfatgehalt auch größere, durch chemische Reaktionen hervorgerufene Quelldehnungen auf. Bei einem Sulfatgehalt von 600 mg/l wurde nach rd. 80 Tagen Versuchsdauer ein konstanter Wert von rd. 6,0 % Quelldehnung erreicht. Bei einem Sulfatgehalt von 3.000 mg/l im Lagerungswasser wurde nach der gleichen Versuchsdauer bereits 9,3 % Quelldehnung gemessen und der Quellprozess war zu diesem Zeitpunkt noch nicht abgeschlossen.

Unter den gewählten Randbedingungen besteht ein linearer Zusammenhang zwischen dem durch schädigende Ettringitbildung hervorgerufenen Quellen im Boden und dem Sulfatgehalt im Lagerungswasser.

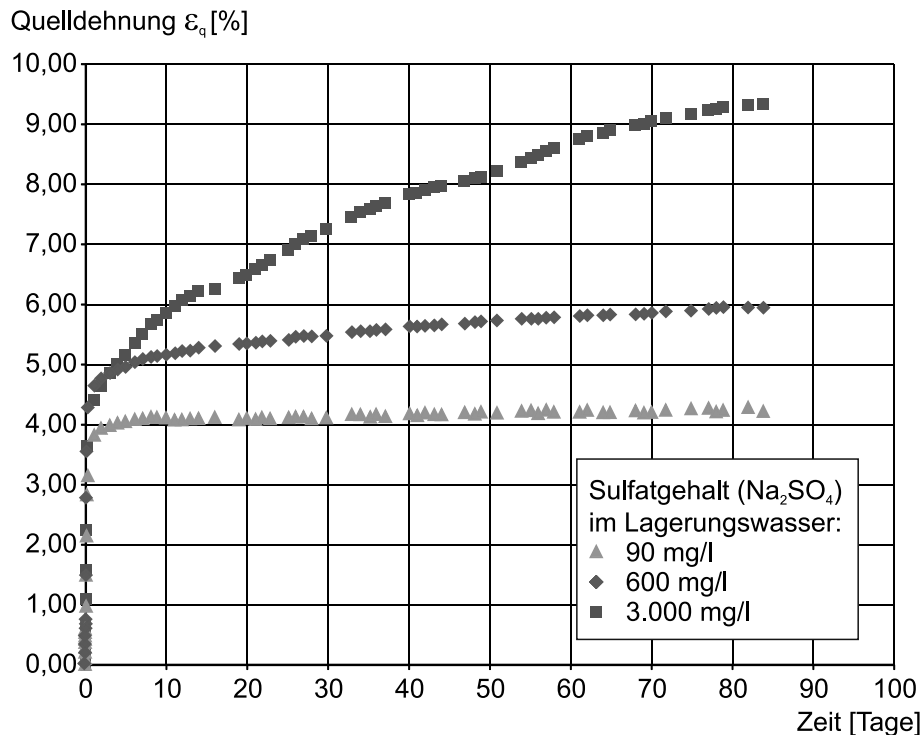


Bild 7.33 Zeitabhängige Quelldehnung von Boden IX bei Lagerung in Wasser mit unterschiedlichem Sulfatgehalt

Nach 90 Tagen Wasserlagerung sind die Volumenzunahmen auch an den zu Versuchsbeginn mit dem Haltering höhengleich eingebauten Bodenproben in Form von Rissen mit bloßem Auge erkennbar (Bild 7.34).

Der Einfluss des Bindemittels im Boden-Bindemittel-Gemisch auf das Quellpotenzial bei Lagerung im Wasser mit Sulfatgehalt 90 mg/l ist in Bild 7.35 dargestellt. Es zeigt sich, dass bereits durch die Zugabe von rd. 30 % Bindemittel das Quellpotenzial des Bodens resp. der im Boden enthaltenen der Tonminerale auf etwa 10 % reduziert werden kann, wobei hier zu berücksichtigen ist, dass aufgrund der Zugabe des Bindemittels auch der Gesamtanteil der Tonminerale in der Probe um das entsprechende Maß reduziert ist, so dass hier von zwei sich überlagernden Effekten ausgegangen werden muss. Mit steigendem Bindemittelanteil resp. niedrigerem Tonmineralanteil konnten die Quelldehnungen noch weiter reduziert werden, so dass davon auszugehen ist, dass mit zunehmendem Bindemittelgehalt die durch chemische Reaktionen verursachten Quelldehnungen in den Vordergrund treten.

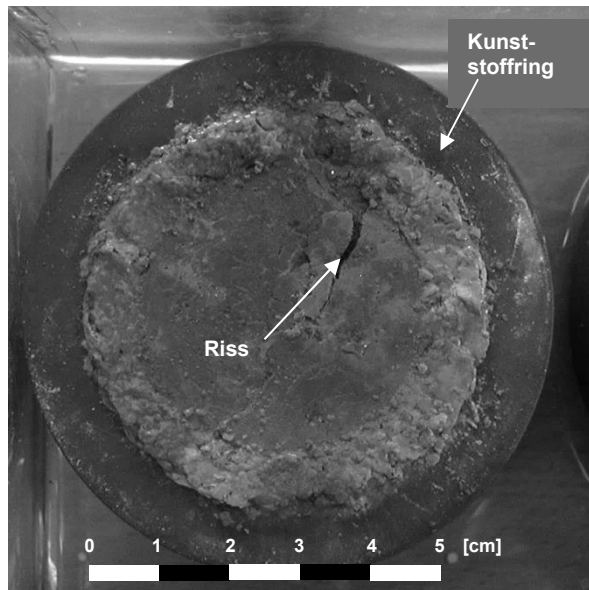


Bild 7.34 Rissbildung an der Probenoberfläche (Boden IX nach 90 Tagen Lagerung im Wasser mit 3.000 mg/l Na_2SO_4)

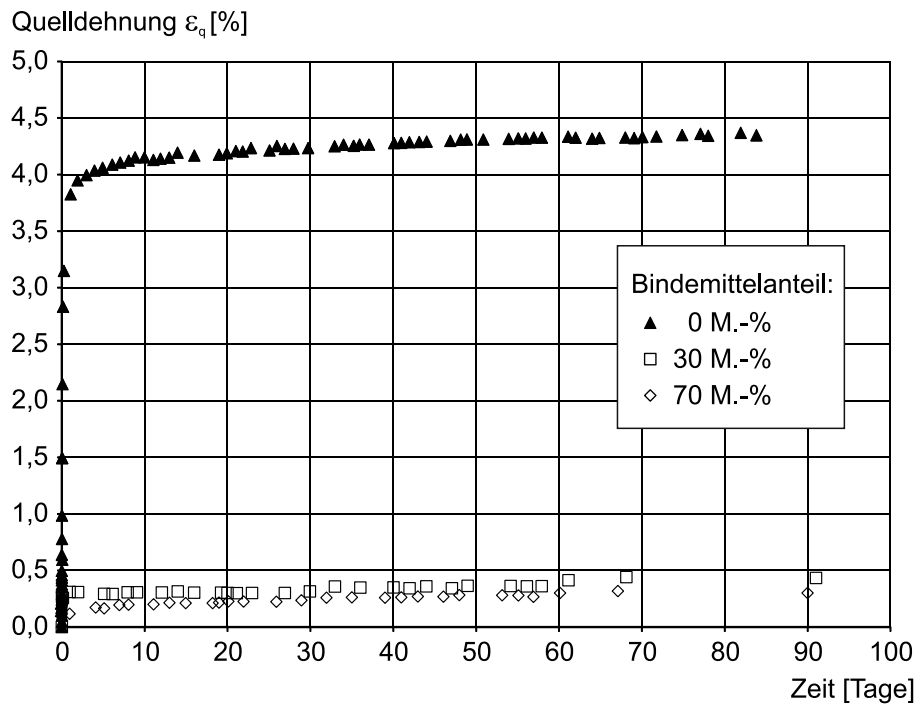


Bild 7.35 Einfluss des Bindemittelgehaltes auf das Quellverhalten von Boden IX bei Lagerung im Wasser mit 90 mg/l Sulfat

Diese Feststellung wird von den ergänzenden Versuchen zum Einfluss von sulfathaltigen Wässern auf Boden-Bindemittel-Gemische bestätigt. In Bild 7.36 ist der Quelldehnungsverlauf über die Zeit für Proben mit verschiedenem Bindemittelanteil und bei Lagerung in unterschiedlich sulfathaltigen Wässern dargestellt (Bereich der Quelldehnung bis 1,0 % im Detail im unteren Diagramm). Bei den Bodenproben führt die Zugabe von Sulfat ins Lagerungswasser zu einer mehr als Verdoppelung der Quelldehnung (von 4,0 % auf > 9,0 %), wobei der Quellprozess auch nach 90 Tagen Wasserlagerung noch nicht vollständig beendet ist.

Durch Zugabe von hydraulischem Bindemittel wird das Quellpotenzial des tonmineralhaltigen Bodens auf etwa 10 % reduziert. Bereits bei einem Bindemittelanteil von 30 % wird der Quellprozess durch die schädigende Ettringitbildung (Phase III) deutlich eingedämmt, wobei das sulfathaltige Lagerungswasser sowohl bei den Bodenproben (ohne Bindemittelzugabe) als auch bei den Boden-Bindemittel-Gemischen zu einer Verdopplung des Quelldehnungsbetrages führt (von rd. 0,36 % auf ca. 0,8 %). Durch Erhöhung des Bindemittelanteils in der Probe und damit einer Reduzierung des Tonmineralanteils in der Mischung kann das Quellen erheblich reduziert, jedoch nicht vollständig verhindert werden.

Im Gegensatz zur Versuchsreihe an Bodenproben wurden bei der Versuchsreihe mit Boden-Bindemittel-Gemischen keine optischen Veränderungen an den Proben infolge der messtechnisch erfassten Quelldehnungen festgestellt (Bild 7.37). Die gemessenen Quelldehnungen liegen noch im für die Gefügestruktur verträglichen Bereich. Um abschließende Aussagen machen zu können, sind jedoch neben einer zeitabhängigen mikroskopischen Begutachtung der Gefügestruktur auch längere Versuchszeiträume erforderlich.

In einer ergänzenden Versuchsreihe wurde daher der Einfluss der Gefügefestigkeit auf das Schadenspotenzial durch Sulfate im Lagerungswasser untersucht. Nach Abschluss der Untersuchungen zum Einfluss der Temperatur direkt nach der Herstellung (vgl. Kapitel 7.6) wurde dem Lagerungswasser nach 230 Tagen 3.000 mg/l Na_2SO_4 zugegeben. Um den Kontakt der Probenoberfläche mit den im Lagerungswasser gelösten Sulfationen optimal sicherzustellen, wurde der Quellskasten an eine Umwälzpumpe angeschlossen und die Proben kontinuierlich mit einer Strömungsgeschwindigkeit von 0,03 m/s umströmt. Um sicherzustellen, dass auch langfristig auftretende Veränderungen erfasst werden, wurde das Quellverhalten über insgesamt 1.100 Tage beobachtet.

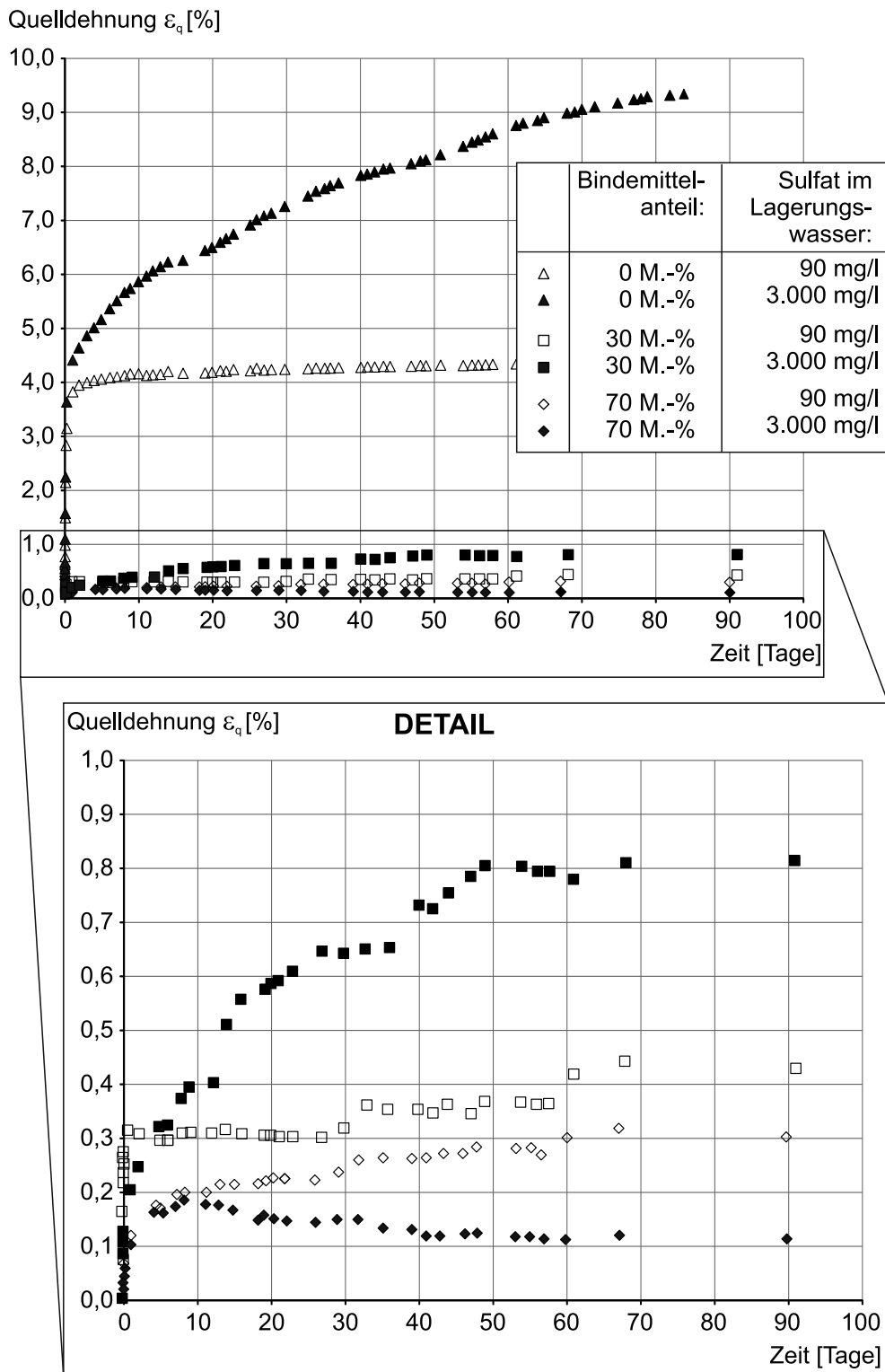


Bild 7.36 Einfluss des Bindemittelanteils auf das Quellverhalten von Boden IX bei Lagerung in unterschiedlich sulfathaltigen Wässern

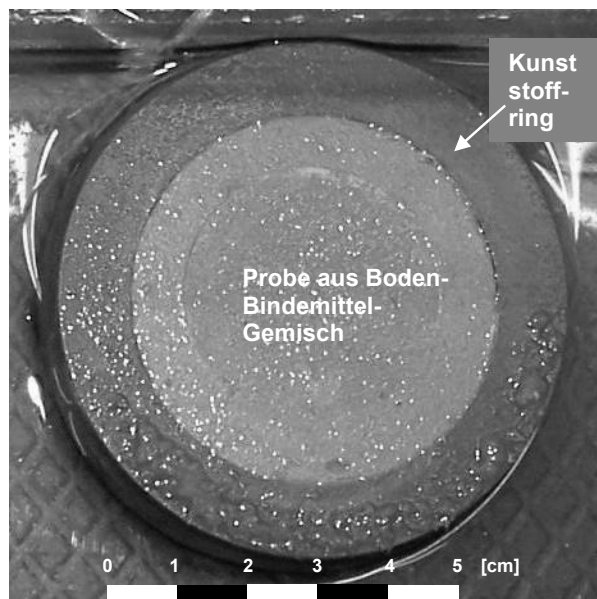


Bild 7.37 Boden-Bindemittel-Gemisch mit 30 M-% Bindemittelgehalt • Probe nach 90 Tagen Lagerung im Wasser mit 3.000 mg/l Na_2SO_4

Durch die Anreicherung des Lagerungswassers mit Sulfat erfolgt bei allen Mischungen eine deutliche Zunahme der Quelldehnungen. Gegenüber der geringen Quellrate von $< 0,003 \text{ ‰/d}$ in der ersten Versuchsphase (vgl. Kapitel 7.6) wurde durch die anschließende Lagerung in sulfathaltigem Wasser eine um ein Vielfaches höhere Quellrate festgestellt.

Bei den Mischungen, die zunächst bei 30 °C Umgebungstemperatur gelagert worden waren, erhöhte sich die Quellrate auf Werte zwischen $0,005 \text{ ‰/d}$ und $0,24 \text{ ‰/d}$, wobei das bereits in Kapitel 7.6 beschriebene unterschiedliche Verhalten der Teilproben nun in noch extremerer Form beobachtet wurde (vgl. Bild 7.38). Während bei den Teilproben Nr. 1 und Nr. 3 nach rund 900 Tagen die Quelldehnungen abgeschlossen sind, ist bei Teilprobe Nr. 2 auch nach 1.100 Tagen kein Ende des Quellprozesses zu erkennen. Der chemisch induzierte Quellprozess läuft zudem in unterschiedlichen Phasen ab. Bei Teilprobe Nr. 1 beginnt der beschleunigte Quellprozess direkt mit Sulfatzugabe zum Lagerungswasser, während bei den Teilproben Nr. 2 und Nr. 3 die Quellraten zunächst weiter sehr klein sind und die Zunahme der Quelldehnung erst nach etwa 400 Tagen stattfindet.

Die Mischungen, die zunächst bei 60 °C Umgebungstemperatur gelagert wurden, zeigen dagegen ein vergleichsweise einheitliches Quellverhalten (vgl. Bild 7.39). Zu Beginn der Lagerung im sulfathaltigen Wasser liegt die Quellrate bei weniger als $0,005 \text{ ‰/d}$. Nach 550 bis 730 Tagen beschleunigt sich der Quellprozess und die Quellraten steigen auf bis zu $0,014 \text{ ‰/d}$ an, was einer Verdreifachung des Wertes zu Versuchsbeginn

entspricht. Die Verlangsamung des Quellprozesses nach etwa 1.000 Tagen Gesamtversuchsdauer weist auf ein Ende im Quellprozess hin.

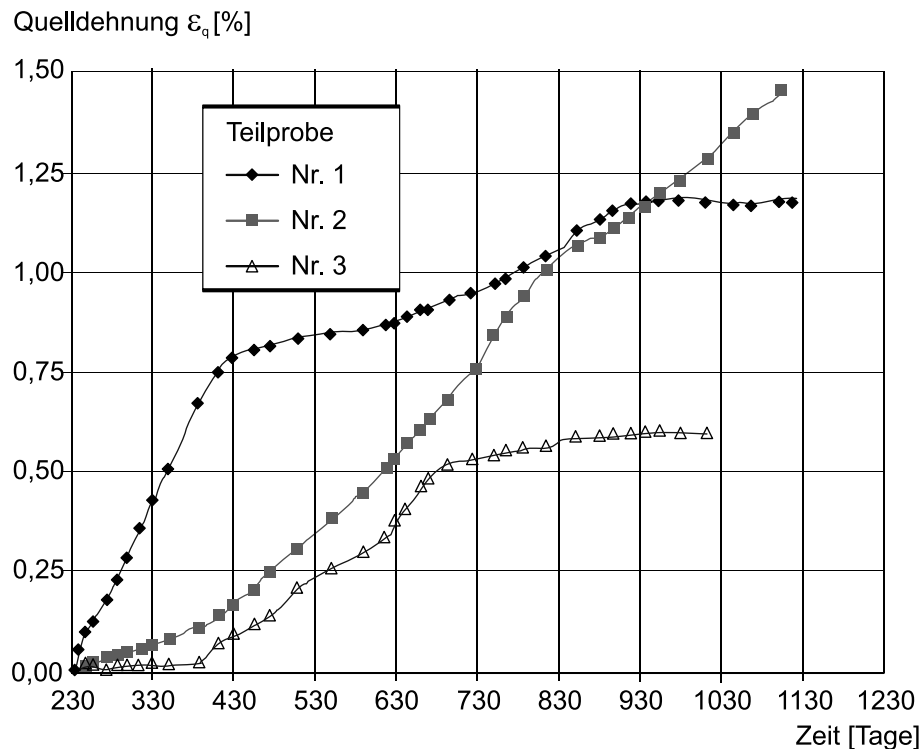


Bild 7.38 Zeitabhängiges Quellverhalten der Mischungen B-Ö-1 und Boden IV bei Lagerung im Wasser mit 3.000 mg/l Na_2SO_4 (30 °C Lagerungstemperatur nach Anmischen)

Die Mischungen, die zunächst bei 80 °C Umgebungstemperatur gelagert wurden weisen während der ersten 100 Tage der Lagerung im sulfathaltigen Wasser (Tag 230 bis 330) bei einer Teilprobe nahezu keine, bei den anderen Teilproben starke Quelldehnungen auf (vgl. Bild 7.40). Nach rd. 350 Versuchstagen stellt sich eine etwa konstante Quellrate ein, die zwischen 0,004 %/d (Teilprobe Nr. 3) und 0,008 %/d (Teilprobe Nr. 1) liegt. Während bei Teilprobe Nr. 1 bereits das Ende des Quellprozesses erreicht scheint, ist bei Teilprobe Nr. 3 auch nach insgesamt 1.100 Tagen Versuchsdauer noch kein Ende absehbar. An der Teilprobe Nr. 2 schreitet der Quellprozess ebenfalls weiter fort und es ist nach rd. 930 Tagen Gesamtversuchsdauer eine erneute Beschleunigung des Quellprozesses mit einer Quellrate von ca. 0,033 %/d zu beobachten.

Beim Vergleich der Ergebnisse zeigt sich der Einfluss der Lagerungstemperatur direkt nach Herstellung der Mischung auf das Quellverhalten. Insgesamt weisen die Proben trotz gleicher Probenzusammensetzung und gleichen Lagerungsbedingungen erhebliche Unterschiede im Quellverhalten auf (siehe auch Kapitel 7.6). Die infolge Lagerung im sulfathaltigen Wasser gemessenen Quelldehnungen liegen bei allen Teilproben zwischen 0,26 % und 1,45 %.

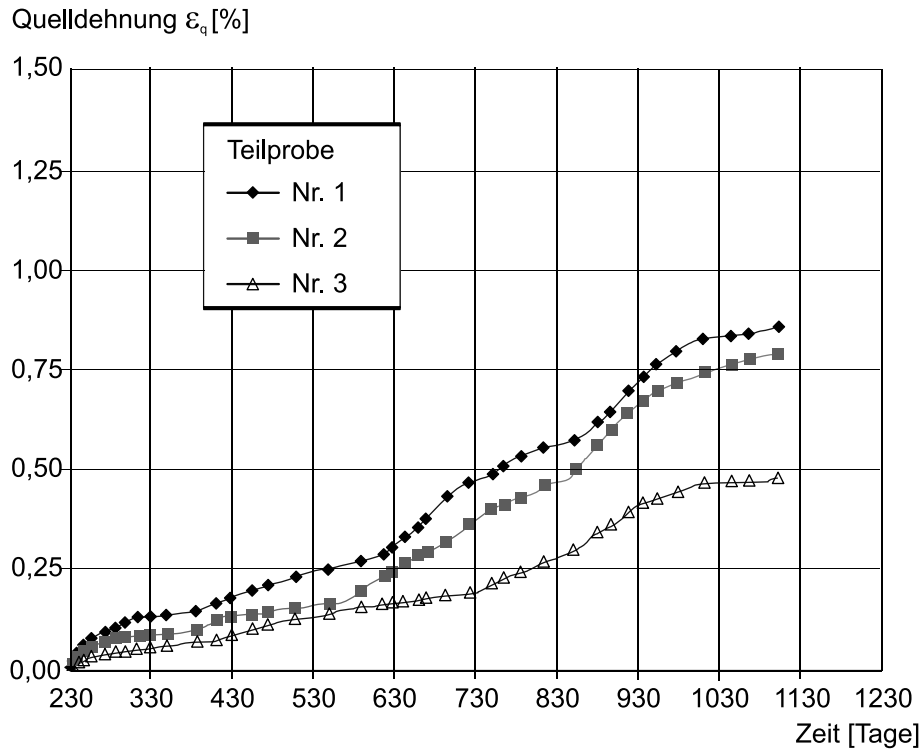


Bild 7.39 Zeitabhängiges Quellverhalten der Mischungen B-Ö-1 und Boden IV bei Lagerung im Wasser mit 3.000 mg/l Na_2SO_4 (60 °C Lagerungstemperatur nach Anmischen)

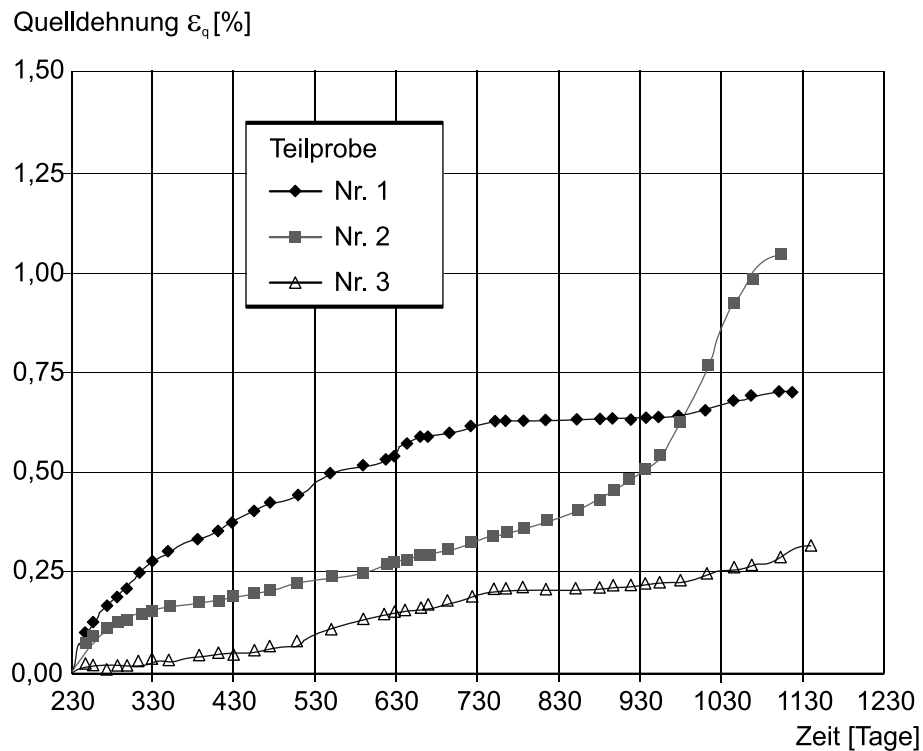


Bild 7.40 Zeitabhängiges Quellverhalten der Mischungen B-Ö-1 mit Boden IV bei Lagerung im Wasser mit 3.000 mg/l Na_2SO_4 (80 °C Lagerungstemperatur nach Anmischen)

Die gemessenen Quellraten sind umso größer, je niedriger die anfängliche Lagerungstemperatur ist. Es ist daher davon auszugehen, dass durch die erhöhte Lagerungstemperatur nach dem Anmischen

- zu einem weniger dichten Gefüge führt, so dass langfristig mehr schädigende Ettringitbildung möglich ist,
- Sulfat an den CSH-Phasen adsorbiert wurde (vgl. Kapitel 4.4.3.1), das im Laufe der Zeit wieder aus der Gefügematrix herausgelöst wird und in der Porenlösung für die Ettringitbildung zur Verfügung steht.

7.8 Untersuchungen zum Einfluss wechselnder Feuchtebedingungen auf das Quellverhalten

Mit dieser Versuchsserie wurde der Einfluss von reversiblen Verformungen infolge von wechselnden Lagerungsbedingungen auf die Integrität des Gefüges untersucht. Sofern dadurch Änderungen in der Gefügestruktur auftreten, sollte deren Einfluss auf das Quellverhalten untersucht werden.

Um andere Einflüsse auf das Versuchsergebnis sicher ausschließen zu können, wurde parallel eine Versuchsreihe mit konstanter Wasserlagerung unter sonst gleichen Bedingungen durchgeführt.

Die Mischungs- und Randbedingungen wurden wie folgt festgelegt:

Bindemittel:	B-Ö-1, B-Ö-3, B-1
Boden:	I, VIII, IX
Wassergehalt des Bodens:	w = 0 %
Verhältnis Boden/Bindemittel:	2,0
Verhältnis Wasser/Bindemittel:	0,8 bis 1,4
Zugabe- und Lagerungswasser:	destilliertes Wasser
Lagerung der Proben:	Raumtemperatur (± 20 °C)
Versuchsreihe 1:	Wasserlagerung
Versuchsreihe 2:	Wechsellagerung (Wasser / Raumfeuchte)

Insgesamt wurden 12 unterschiedliche Boden-Bindemittel-Mischungen in den in Tabelle 7.5 zusammengestellten Kombinationen untersucht. Von jeder Versuchsmischung wurden jeweils 6 Proben hergestellt, so dass für die Versuchsreihen 1 und 2 jeweils 3 Proben gleicher Mischungen zur Verfügung standen.

Die Böden wurden vor dem Mischen bei 105 °C bis zur Massenkonzanz getrocknet. Boden IX wurde mechanisch auf eine Korngröße < 4 mm zerkleinert. Um eine vergleichbare Konsistenz der frischen Mischung zu gewährleisten, wurde das Wasser-Bindemittel-Verhältnis an den Wasseranspruch des jeweils verwendeten Bodens angepasst. Für die Untersuchungen wurden zylinderförmige Proben mit einem Durchmesser von 36 mm und 110 mm Länge verwendet. Direkt nach der Herstellung der Proben wurden diese zunächst über zwei Tage gegen Austrocknen geschützt bei Raumtemperatur gelagert.

Zur Bestimmung des Quellverhaltens wurden die Kenngrößen Masse und Länge in regelmäßigen Abständen dokumentiert. Nach Ende der Versuchsserie wurde die einaxiale Druckfestigkeit bestimmt. Für die Bestimmung des Quellverhaltens wurden alle Proben zunächst mindestens fünf Tage im Wasserbad gelagert und die anschließend die Quelldehnung gemessen. Die Proben der Versuchsreihe 1 wurden über die gesamte Versuchsdauer von maximal 74 Tagen im Wasserbad belassen, während die Proben der Versuchsreihe 2 im Wechsel im Wasserbad und bei Raumfeuchte (rd. 80 % rel. Luftfeuchte) gelagert wurden. Das Intervall der Wechsellagerung wurde zu mindestens 5 Tagen je Phase festgelegt.

Nr.	Boden	Bindemittel	Wasser-Bindemittel-Wert
1	I	B-Ö-1	0,8
2	I	B-Ö-3	0,8
3	I	B-1	0,8
4	I	B-Ö-1	1,2
5	I	B-Ö-3	1,2
6	I	B-1	1,2
7	VIII	B-Ö-1	0,8
8	VIII	B-Ö-3	0,8
9	VIII	B-1	0,8
10	IX	B-Ö-1	1,4
11	IX	B-Ö-3	1,4
12	IX	B1	1,4

Tabelle 7.5 Zusammensetzung der Boden-Bindemittel-Gemische zur Untersuchung des Einflusses von wechselnden Feuchtebedingungen auf das Quellverhalten

In Bild 7.41 sind die Ergebnisse der Quelldehnungsversuche für alle Mischungen zusammengestellt.

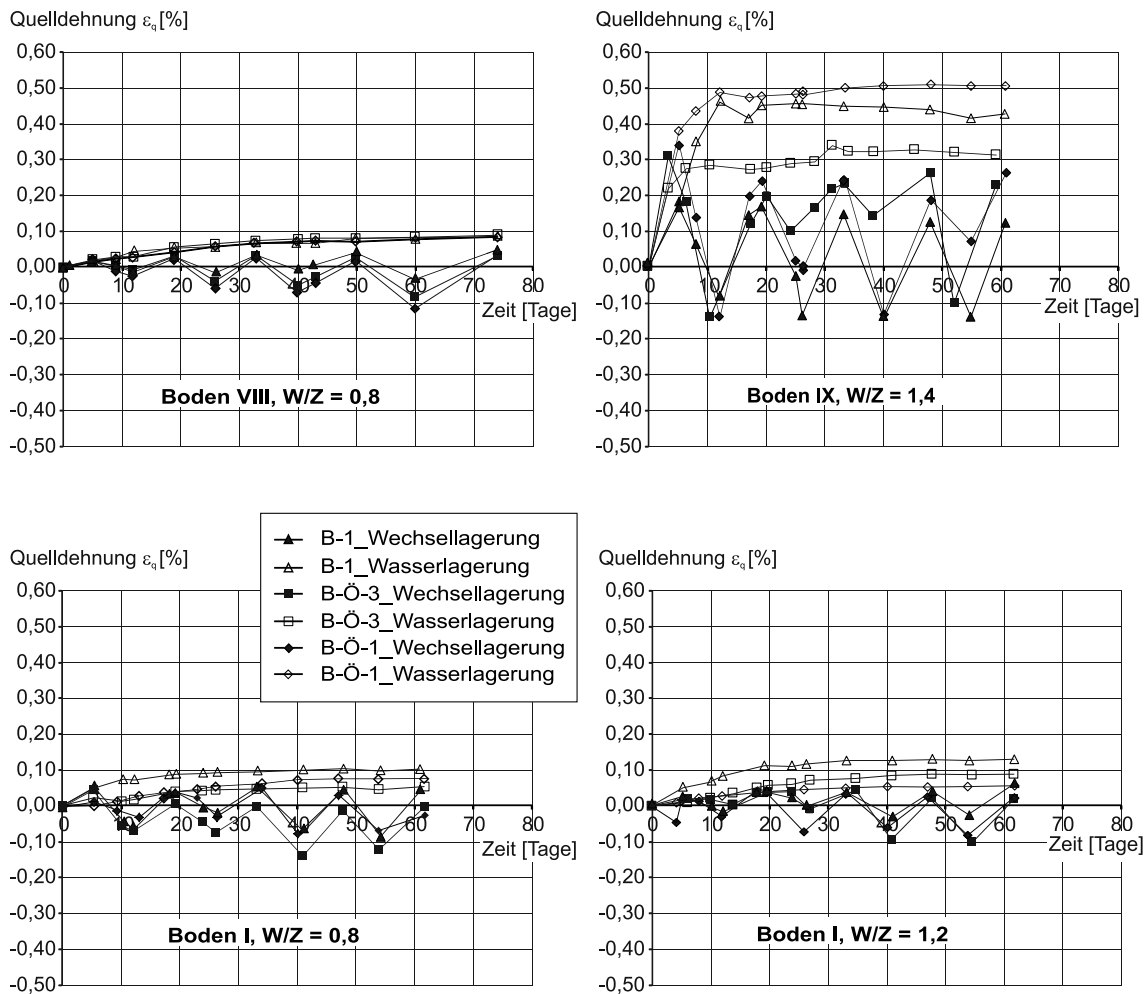


Bild 7.41 Ergebnis der Quelldehnungsversuche für Wasserlagerung und Wechselagerung

Die Mischungen mit Boden VIII zeigen trotz der unterschiedlichen Bindemittel bei dauerhafter Wasserlagerung ein nahezu identisches Quelldehnungsverhalten. Die Quelldehnungen nehmen kontinuierlich zu und nähern sich nach 75 Tagen Versuchsdauer asymptotisch dem Wert von 0,1 %. Auch bei Wechselagerung treten mit der Zeit zunehmende Quelldehnungen auf, die nach 75 Tagen unabhängig von der Mischungszusammensetzung bei rd. 0,05 % liegen.

Im Gegensatz zu den Quelldehnungen ist beim Schwinden, welches in den Phasen der Lagerung bei Raumfeuchte infolge Austrocknung auftritt, der Einfluss des Bindemittels erkennbar. Die Mischungen mit dem Bindemittel B-Ö-1 zeigen in jedem Zyklus das größte Schwinden, gefolgt von den Mischungen mit B-Ö-3. Die Mischungen mit B-1 weisen jeweils die geringsten Werte auf. Auffallend ist, dass die Amplitude der Volumenänderung mit jeder Phase der Wechselagerung zunimmt, wobei die Zunahme beim Schwinden jeweils zu nachfolgend größeren Quelldehnungen führt, so dass

offenbar eine langfristige Veränderung in der Gefügestruktur eintritt, auch wenn die Absolutwerte der Quelldehnung noch nicht größer sind als bei kontinuierlicher Lagerung im Wasser.

Das bei den Mischungen mit Boden VIII beobachtete Verhalten tritt prinzipiell auch bei den Mischungen mit Boden I und Boden IX auf.

Die Mischungen mit Boden I zeigen unabhängig vom Wasser-Bindemittel-Wert ein ähnliches Quelldehnungsverhalten wie die Mischungen mit Boden VIII. Die gemessenen Quelldehnungen liegen bei Wasserlagerung mit 0,05 % bis 0,13 % in vergleichbarer Größenordnung. Im Gegensatz zu den Mischungen mit Boden VIII ist bei den Mischungen mit Boden I der Einfluss des Bindemittels erkennbar. Die größten Quelldehnungen bei Wasserlagerung treten bei den Mischungen mit Bindemittel B-1 auf, während bei den ölschieferhaltigen Bindemitteln bis zu 50 % geringere Quelldehnungen auftreten. Die Quelldehnungen nach Wechsellagerung sind gleich oder kleiner als die Quelldehnungen bei kontinuierlicher Wasserlagerung. Anders als bei den Mischungen mit Boden VIII nimmt das Schwinden bei den Mischungen mit B-1 nach dem dritten Zyklus nicht weiter zu, gleiches gilt für die Quelldehnungen. Im Vergleich zur Versuchsreihe mit kontinuierlicher Wasserlagerung ist festzustellen, dass durch die physikalisch bedingten Volumenänderungen infolge Änderungen im Wassergehalt die Gefügestruktur so verändert wird, dass keine weiteren Quelldehnungen mehr gemessen wurden. Ob die Ettringitbildung ebenfalls abgeschlossen ist, kann anhand der Quelldehnungsversuche wegen des vergleichsweise kurzen Versuchszeitraums von maximal 75 Tagen nicht abschließend festgestellt werden.

Ein größerer Wasser-Bindemittel-Wert führt bei konstanter Wasserlagerung zu etwa gleich großen Quelldehnungen, während bei Wechsellagerung das größere Wasser-Bindemittel-Verhältnis einen positiven Einfluss auf die Amplitude der Volumenänderungen hat und die Absolutwerte etwas kleiner sind. Dies ist in der Wechselwirkung zwischen Mahlfeinheit des Gemisches, Wasserbindevermögen an den Oberflächen der Körner und Wasserüberschuss während der Hydratation begründet, wodurch die Gefügestruktur des verfestigten Boden-Bindemittel-Gemisches beeinflusst wird. Die geringere Gefügedichte bzw. größere Porosität durch das größere Wasserangebot während der Hydratation wirkt dämpfend auf die Volumenänderungen des Gefüges infolge späterer Änderungen im Wassergehalt.

Bei den Mischungen mit Boden IX ist der Einfluss des Bodenanteils auf das Quelldehnungsverhalten deutlich erkennbar. Die gemessenen Quelldehnungen betragen über die gesamte Versuchsdauer von maximal 61 Tagen bis zu 0,5 % und liegen damit um den Faktor 3 bis 5 über den Werten der Mischungen mit Boden I und VIII. Außerdem ist die Wirkung von Bindemittel und Lagerungsart erkennbar. Im Fall der Wasserlagerung treten die größten Quelldehnungen bei den Mischungen mit Bindemittel B-Ö-1 (rd. 0,5 %), gefolgt von B-1 (rd. 0,44 %) und B-Ö-3 (rd. 0,32 %) auf. Im Falle der Wechsel-

lagerung sind die Quelldrhnungen der Mischungen mit B-Ö-1 und B-Ö-3 mit rd. 0,25 % jeweils zum Ende der Phase der Wasserlagerung in etwa gleich groß, während bei den Mischungen mit B1 nur rund 0,14 % Quelldrhnung gemessen wurden. Anders als bei Mischungen mit Boden I und VIII ist bei Boden IX keine sukzessive Zunahme in der Volumenänderung mit zunehmender Zykluszahl festzustellen.

In Bild 7.42 ist die einaxiale Druckfestigkeit q_u nach Beendigung des Quelldrhnungsversuches und in Bild 7.43 die maximal gemessene Quelldrhnung ε_q jeweils über die Feuchtdichte der Probe nach Abschluss des Quelldrhnungsversuchs dargestellt. Zwischen einaxialer Druckfestigkeit und Feuchtdichte besteht ein annähernd linearer Zusammenhang. Deutlich ist der Einfluss des Wasser-Bindemittel-Wertes bei den Mischungen mit Boden I erkennbar. Der hohe Wasser-Bindemittel-Wert von 1,2 stellt offenbar ein deutliches Wasserüberangebot dar, wodurch der Porenanteil in der Gefügestruktur zunimmt und die Festigkeit gegenüber den Mischungen mit einem Wasser-Bindemittel-Wert von 0,8 um rd. 50 % reduziert wird. Wie erwartet weisen die Mischungen mit Boden IX aufgrund des hohen Feinkornanteils im Boden die geringsten Festigkeiten auf. Die Wechsellagerung wirkt sich tendenziell negativ auf die Festigkeit aus, wobei dies durch Langzeitversuche noch weiter zu verifizieren ist.

Ein direkter Zusammenhang zwischen Feuchtdichte und maximaler Quelldrhnung ist aufgrund der großen Streuung der Versuchsergebnisse für die Mischungen nicht ableitbar.

Eine signifikante Korrelation zwischen Quelldrhnung und einaxialer Druckfestigkeit konnte nicht festgestellt werden. Beide Kenngrößen für das Materialverhalten von Boden-Bindemittel-Gemischen sind zwar maßgeblich beeinflusst von den Eigenschaften des Bodenanteils, jedoch ist die Wirkung der Größe nach unterschiedlich. Überlagert werden die Effekte durch das Wasserangebot (W/Z-Wert), was für den Hydratationsprozess im Gemisch zur Verfügung steht, wodurch die Gefügestruktur und damit nicht nur die Festigkeit sondern auch das Quellpotenzial des Gemisches beeinflusst werden. Hinzu kommt der Einfluss des Bindemittels auf die Gefügestruktur und damit ebenfalls auf die Festigkeit und die Quelleigenschaften.

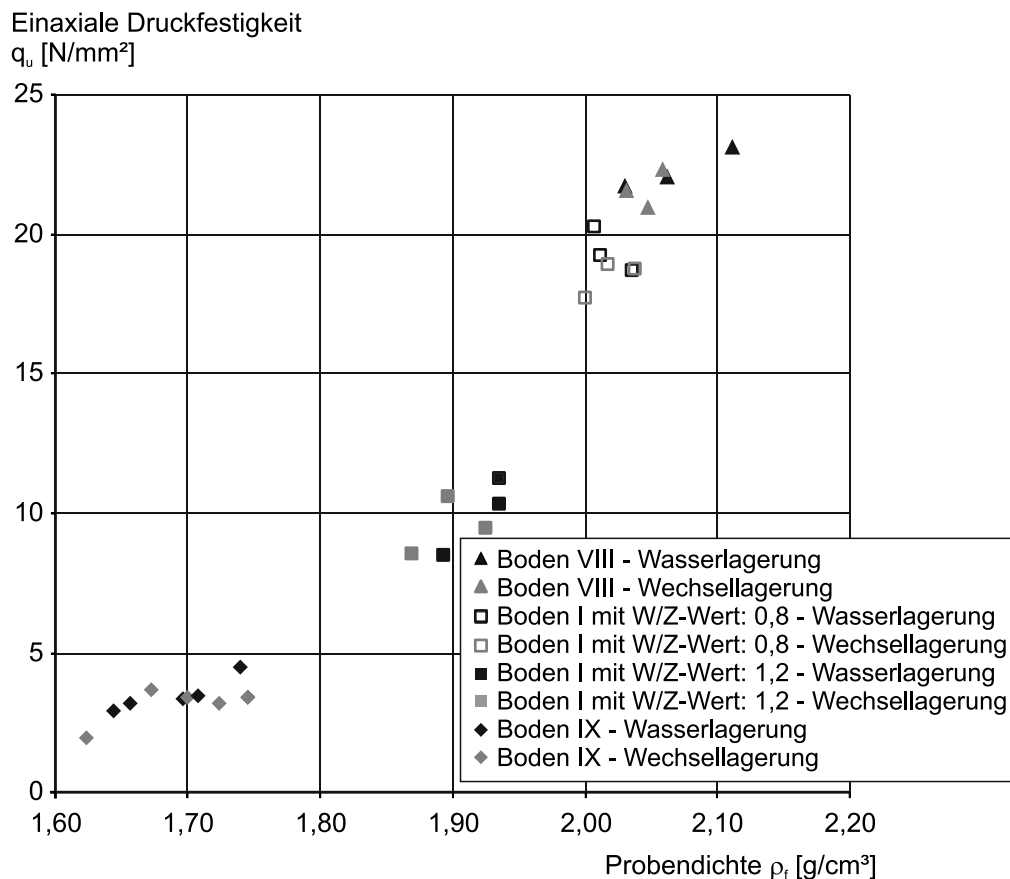


Bild 7.42 Korrelation zwischen einaxialer Druckfestigkeit und Feuchtdichte der Probe

Zusammenfassend ist festzustellen, dass die weitgehend reversiblen Quellungen bzw. das reversible Schwinden bei Wechsellagerung ausschließlich auf die physikalischen Vorgänge der Wasseraufnahme bzw. -abgabe in den kapillarporösen Proben zurückzuführen ist. Eine optische Veränderung der Gefügestruktur, die z.B. in Form von Rissen oder Abplatzungen konnte mit der gewählten Versuchsanordnung zwar nicht beobachtet werden, die Ergebnisse der einaxialen Druckfestigkeit sowie die Detailanalyse der Volumenänderung über die Zeit bestätigen jedoch den nachhaltigen Einfluss von wechselnden Lagerungsbedingungen auf die negativen Veränderungen in der Gefügestruktur. Eine generelle Erhöhung des möglichen Schadenspotenzials infolge Ettringitbildung lässt sich dadurch jedoch nicht ableiten. Dazu sind die Interaktionen zu komplex und die Versuchsdauer nicht ausreichend.

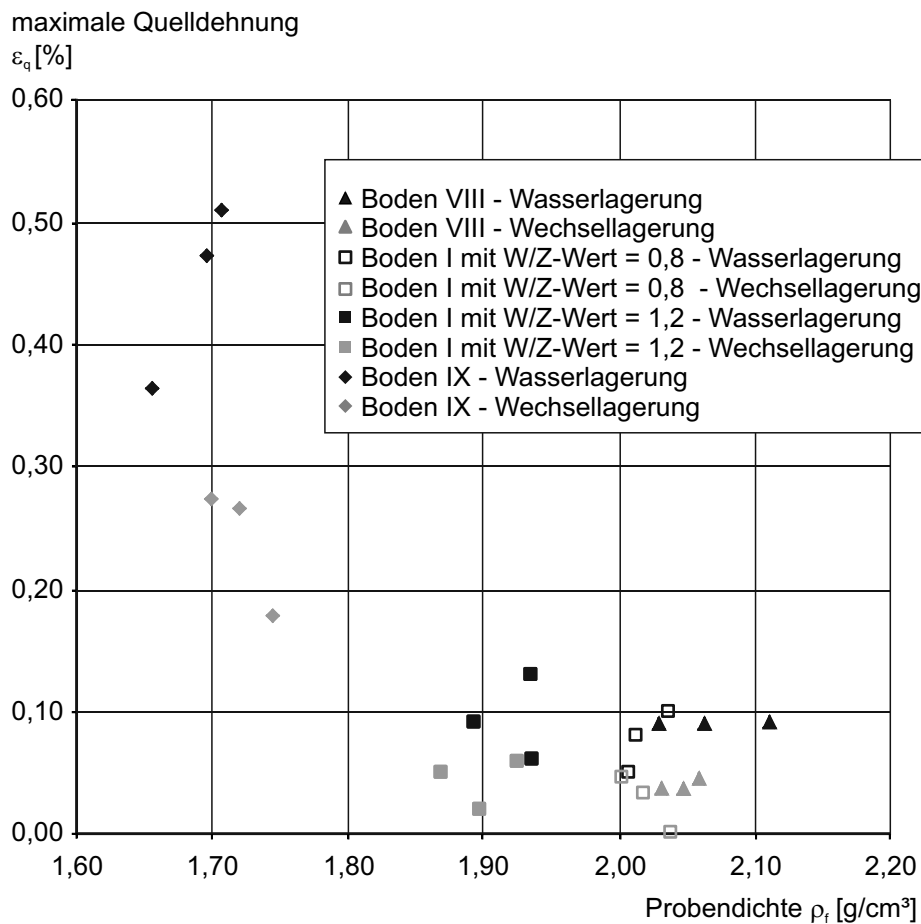


Bild 7.43 Korrelation zwischen maximaler Quelldéhnung und Feuchtdichte der Proben

7.9 Untersuchungen zum Einfluss der Gefügestruktur auf das Quellverhalten

Um den Einfluss der Gefügestruktur auf das Quellpotenzial der Boden-Bindemittel-Gemische weiter zu spezifizieren, wurden ergänzend Versuche zur Wasseraufnahme in Anlehnung an DIN EN 771-6 durchgeführt.

Die Mischungs- und Randbedingungen wurden wie folgt festgelegt:

Bindemittel:	B-Ö-1, B-Ö-2, B-Ö-3, B-2
Boden:	I bis VI
Wassergehalt des Bodens:	w = 0 %
Verhältnis Boden/Bindemittel:	1,0
Verhältnis Wasser/Bindemittel:	0,8
Zugabe- und Lagerungswasser:	Sulfatgehalt: ≈ 90 mg/l
Lagerung der Proben:	Raumtemperatur (± 20 °C)

Die Mischungen wurden in zylinderförmige Schalungen (Höhe ca. 20 mm, Durchmesser ca. 57 mm) gefüllt und auf einem Rütteltisch verdichtet und gegen Austrocknen geschützt bei Raumtemperatur gelagert. Zu Vergleichszwecken wurden von jedem Bindemittel auch Proben ohne Bodenanteil (kurz: Bindemittelproben) erstellt. 24 Stunden nach der Herstellung wurden die Proben aus der Schalung genommen und zunächst 28 Tage im Wasser bei $\pm 20\text{ }^{\circ}\text{C}$ gelagert.

Ergänzend wurden Referenzproben aus dem in Kapitel 6 beschriebenen Unterfangungskörper herangezogen. Um die Vergleichbarkeit mit den Laborproben zu gewährleisten, wurden nur Proben aus dem unteren Bereich der Unterfangungskörper, d.h. aus dem Tertiär, also Boden-Bindemittel-Gemische mit Sand und Sand-Schluff-Gemischen verwendet.

Vor Versuchsbeginn wurden alle Proben zunächst bei $105\text{ }^{\circ}\text{C}$ bis zur Massenkonzanz getrocknet und im Exsikkator auf Raumtemperatur abgekühlt. Anschließend wurde die Trockendichte der Proben ermittelt. Zur Ermittlung des Wasseraufnahmekoeffizienten wurden die Proben anschließend im Wasserbad (bei konstantem Wasserspiegel) bei Raumtemperatur 24 Stunden gelagert und die Masse der Probe in vorgegebenen Zeitabständen bestimmt. Der Wasseraufnahmekoeffizient infolge Kapillarwirkung wird wie folgt ermittelt:

$$c_{w,s} = \frac{m_{so,s} - m_{dry,s}}{A_s \times t_{so}} \times 10^6 \left[\frac{\text{g}}{\text{mm}^2 \cdot \text{s}} \right] \quad (\text{Gl. 7.1})$$

mit:

$c_{w,s}$	Wasseraufnahmekoeffizient infolge Kapillarwirkung
$m_{dry,s}$	Masse des getrockneten Probekörpers zu Versuchsbeginn [g]
$m_{so,s}$	Masse des Probekörpers nach dem Eintauchen über die Zeit t [g]
A_s	Gesamtfläche der in das Wasser getauchten Seiten des Probekörpers [mm^2]
t_{so}	Tauchzeit [s]

Die größten Massenänderungen bezogen auf die Trockenmasse zu Versuchsbeginn traten innerhalb von rund einer Stunde nach Beginn der Wasserlagerung auf. In Bild 7.44 ist beispielhaft der zeitabhängige Verlauf der Massenänderung für die Bindemittel sowie für Boden-Bindemittel-Gemische mit Boden IV dargestellt. Die größte Massenänderung wurde bei Mischungen mit B-Ö-2 gemessen, der kleinste Wert bei Mischungen mit B-Ö-3 und B-2.

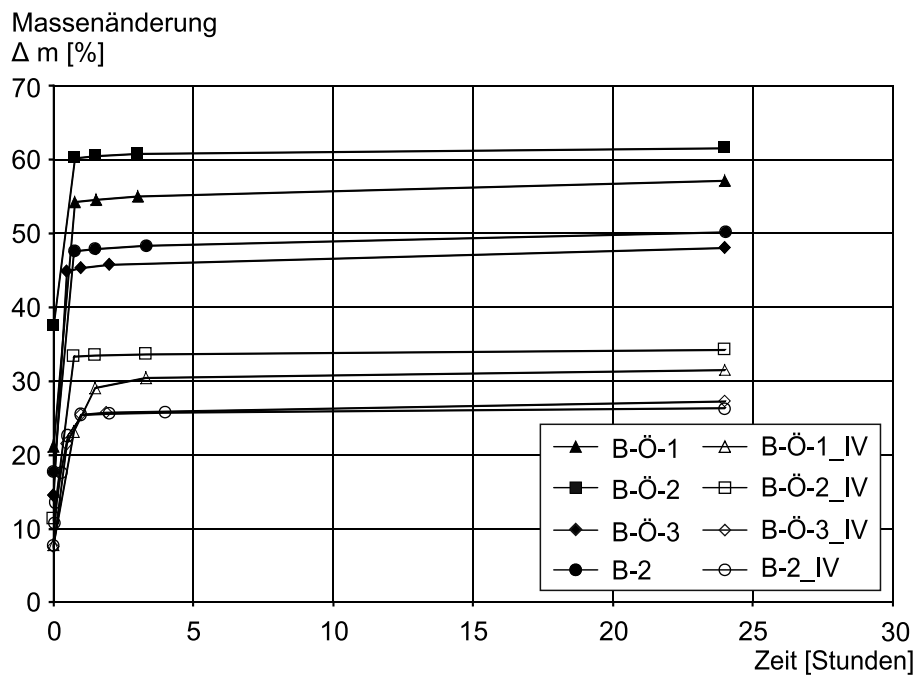


Bild 7.44 Zeitabhängige Massenänderung während der Wasserlagerung • Vergleich zwischen Bindemittelproben und Boden-Bindemittel-Gemischen mit Boden IV

Im Vergleich zu den Kontrollproben (ohne Boden) zeigen alle Mischungen rund 50 % weniger Massenänderung infolge Wasserlagerung. Die Darstellung des flächennormierten Wasseraufnahmekoeffizienten (vgl. Bild 7.45) zeigt, dass die Probenzusammensetzung lediglich zu Versuchsbeginn eine Rolle spielt. Alle untersuchten Probenmischungen erreichen am Ende der Versuchszeit den Grenzwert von $c_{w,s} \approx 0,03 \text{ g}/(\text{m}^2\text{s})$. Insbesondere bei den Proben aus den ölschieferhaltigen Bindemittelproben B-Ö (ohne Bodenanteil) wurden infolge Wasserlagerung Risse mit Spaltbreiten von bis zu 1 mm festgestellt (vgl. Bild 7.46).

Bei den Mischungen mit Boden reduziert sich der Wasseraufnahmekoeffizient zu Versuchsbeginn um 30 % bis 50 %. Der Einfluss von Bodenart und -zusammensetzung ist nur in der Anfangsphase des Versuchs feststellbar (vgl. Bild 7.47). Eine Korrelation zur Korngrößenverteilung und zur Mineralzusammensetzung konnte nicht festgestellt werden.

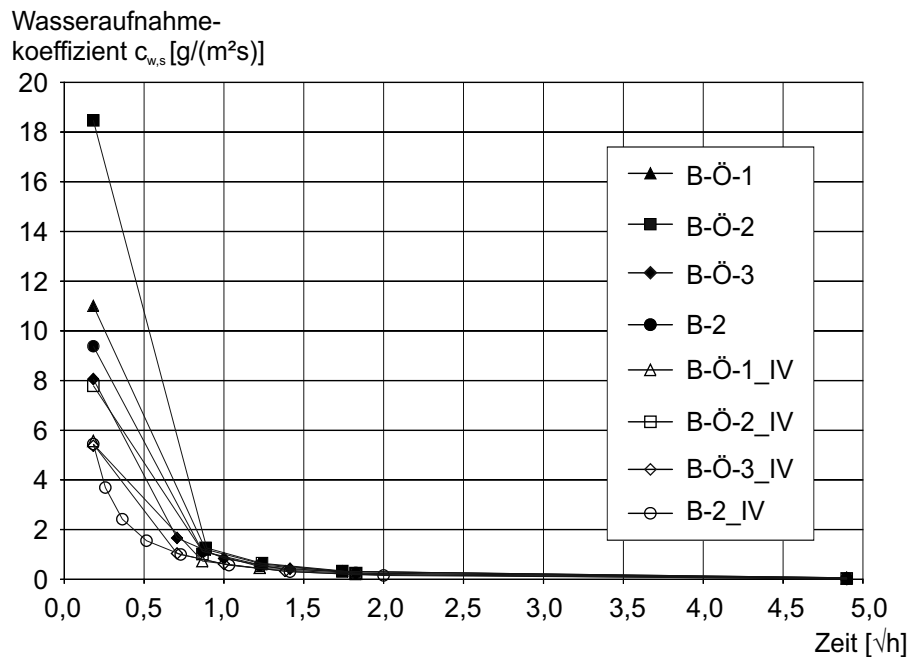


Bild 7.45 Zeitabhängiger Verlauf des Wasseraufnahmekoeffizienten • Vergleich zwischen Bindemittelproben und Boden-Bindemittel-Gemischen mit Boden IV

In Bild 7.48 sind die Ergebnisse des Versuchs zur Wasseraufnahme an Proben aus dem in Kapitel 6 beschriebenen Unterfangungskörpern (Bindemittel: B-Ö-1) dargestellt. Das zeitabhängige Verhalten entspricht prinzipiell den Beobachtungen, die an den o.g. Laborproben mit und ohne Bodenanteil gemacht wurden. Allerdings ist der Wasseraufnahmekoeffizient deutlich größer als bei den im Labor hergestellten Boden-Bindemittel-Mischungen. Dies betrifft sowohl die Werte zu Versuchsbeginn als auch zu Versuchsende. Der Wasseraufnahmekoeffizient der in-situ-Proben liegt um das 3- bis 6-fache über dem Wert der unter Laborbedingungen hergestellten Mischung. Auch bei den Proben aus dem Unterfangungskörper wurden teilweise erhebliche, mit bloßem Auge erkennbare Risse infolge Wasserlagerung in der Gefügematrix festgestellt. Begünstigt wurde die Rissbildung in einigen Fällen durch Bodeneinschlüsse in der Gefügematrix. Bei einer Probe wurde das Gefüge durch die Wasserlagerung sogar vollständig zerstört.

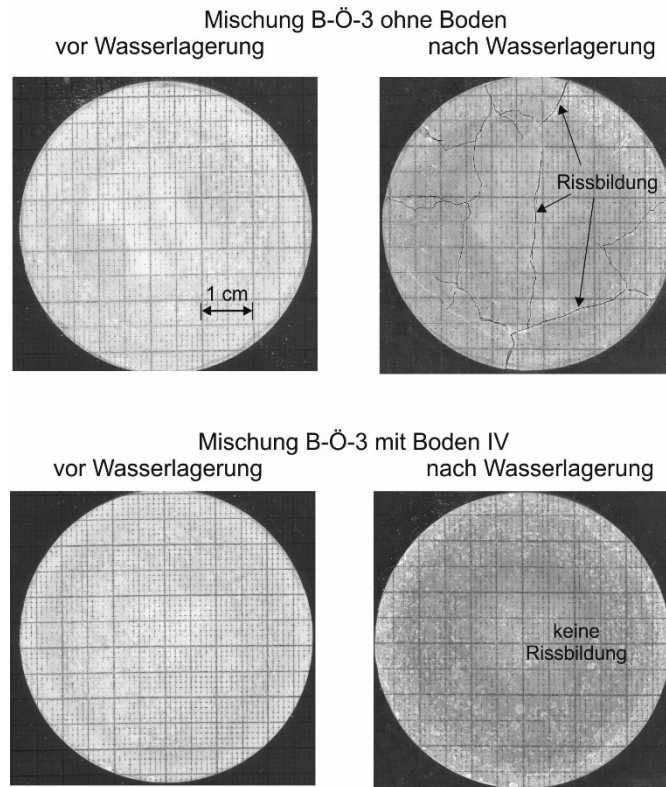


Bild 7.46 Mischungen mit Bindemittel B-Ö-3 ohne (oben) und mit (unten) Bodenanteil vor und nach der Wasserlagerung

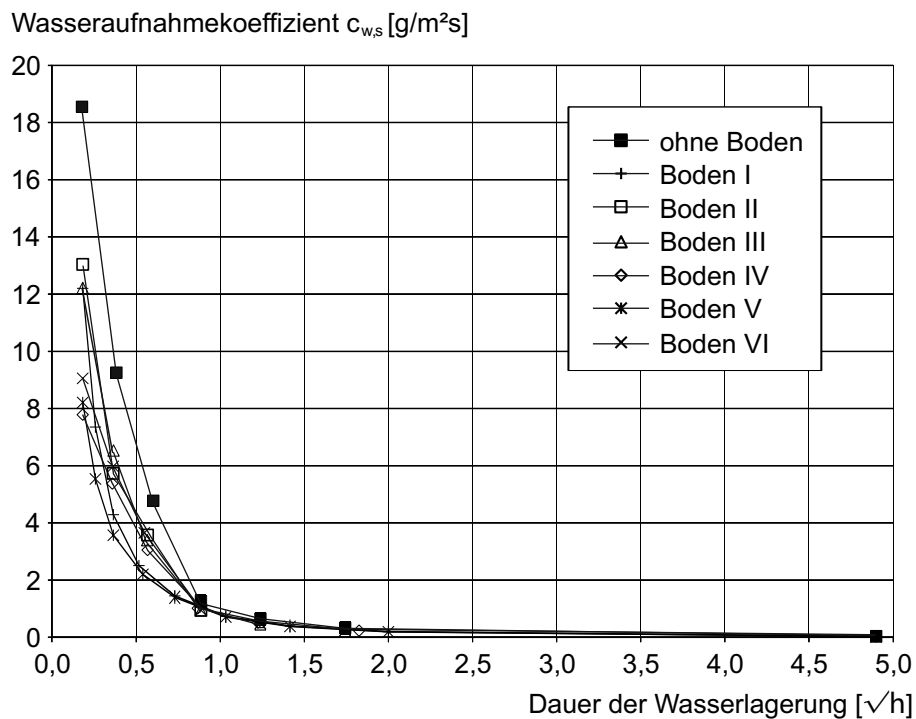


Bild 7.47 Zeitabhängiger Verlauf des Wasseraufnahmekoeffizienten • Vergleich der Mischungen aus Bindemittel B-Ö-2 und verschiedene Böden

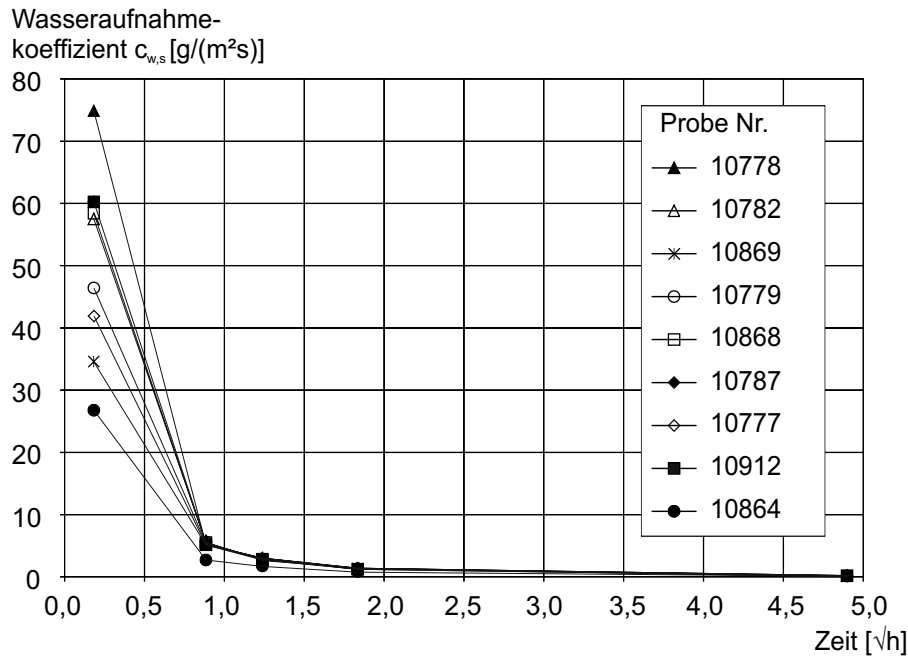


Bild 7.48 Zeitabhängiger Verlauf des Wasseraufnahmekoeffizienten • Proben aus den Unterfangungskörpern (Kapitel 6)

Die Korrelation zwischen Trockendichte zu Versuchsbeginn und Massenänderung infolge Wasserlagerung (vgl. Bild 7.49) kann durch folgende Gleichung beschrieben werden:

$$\Delta m [\%] = -134 \times \rho_d [\text{g/cm}^3] + 222 \quad (\text{Gl. 7.2})$$

Auffallend sind die deutlichen Unterschiede in der Trockendichte zwischen den Proben mit und ohne Bodenanteil. Signifikante Unterschiede in Abhängigkeit des Bindemitteltyps wurden dagegen nicht festgestellt. Die Proben aus dem Unterfangungskörper (alle mit Bindemittel B-Ö-1) sind durch starke Streuungen in den Ergebnissen charakterisiert. Als Ursache für die Heterogenität in den Versuchsergebnissen gilt das systembedingt nicht exakt kontrollierbare Durchmischen von Boden und Bindemittel beim Düsenstrahlverfahren. Die oben beschriebenen Bodeneinschlüsse und größeren Poren insbesondere bei der Verwendung eines luftummantelten Düsenstrahls sind charakteristisch für das Düsenstrahlverfahren. Bei der mechanischen Durchmischung (tiefeichende Bodenstabilisierung) ist die Qualität der Durchmischung wegen der besseren Kontrollierbarkeit zwar höher, jedoch ist auch hier in Bezug auf die Homogenität der Durchmischung nicht von gleichen Ergebnissen auszugehen wie bei der Probenherstellung im Labor oder auch bei der Betonherstellung mit vollständig bekannten, qualitätsgesicherten Bestandteilen.

Mit den Versuchen konnte gezeigt werden, dass aus der Probendichte die Wasseraufnahmekapazität des Gefüges abgeleitet werden kann.

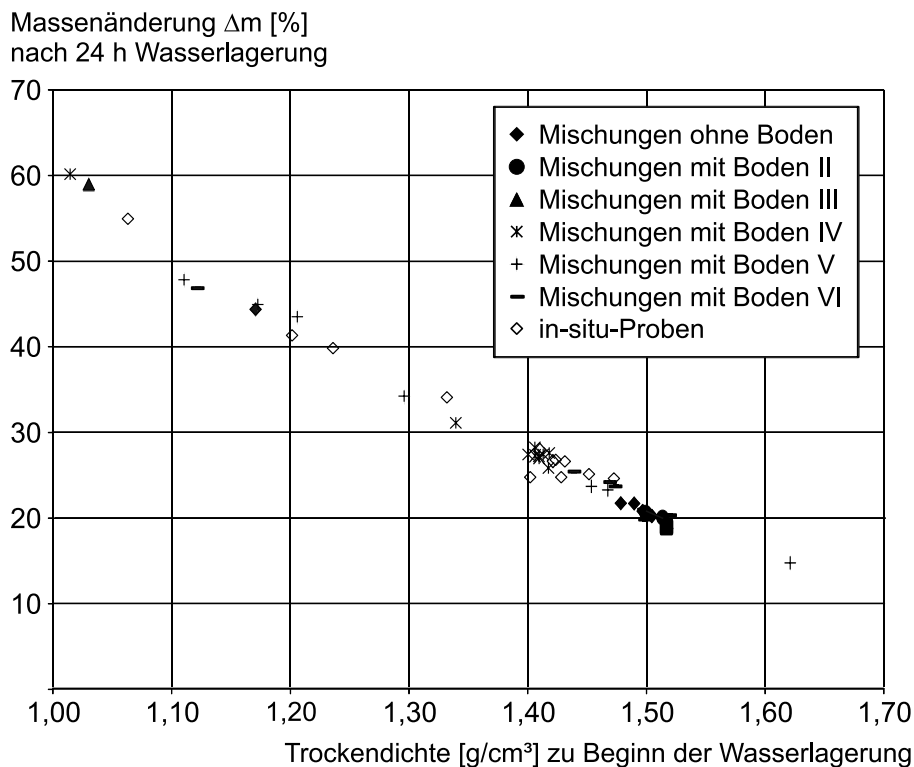


Bild 7.49 Zusammenhang zwischen der Trockendichte und der Massenänderung nach 24 h Wasserlagerung

7.10 Zusammenfassung der Ergebnisse aus den Laboruntersuchungen

Im Rahmen des Untersuchungsprogramms wurden Mischungen aus verschiedenen Böden und Bindemitteln untersucht. Die insgesamt 9 verschiedenen Böden enthalten die Tonminerale Glimmer (Muskowit), Chlorite, Montmorillonit, Kaolinit und Tone der Illit-Smectit-Gruppe und sind durch unterschiedliche mineralogische Zusammensetzungen gekennzeichnet. Der pyritthaltige Boden IX und der gipshaltige Boden VIII sind zudem stark sulfathaltig.

Bei den gewählten Bindemitteln handelt es sich um handelsübliche Bindemittel (B) nach DIN EN 197-1 mit unterschiedlichem Verhältnis Portlandzement zu Hüttensand. In einem der Produkte ist Kalk als weiterer Hauptbestandteil enthalten. Zusätzlich wurden ölschieferhaltige Produkte (B-Ö) verwendet, die bei Baugrundverbesserungsmaßnahmen häufig zur Anwendung kommen. Der Sulfatgehalt der Bindemittel B-Ö liegt mit 5 % bis 8,4 % SO_3 oberhalb der nach DIN EN 197-1 zulässigen Grenzwerte.

Die Analyse der Porenlösung der Bindemittelproben bzw. Kontrollproben ohne Boden zeigte, dass bei den ölschieferhaltigen Bindemitteln B-Ö wie erwartet die Sulfatkonzentration zu Beginn der Hydratation deutlich höher ist als bei den Bindemitteln ohne

Ölschiefer (B), so dass zu Beginn der Hydratation bei den Bindemitteln B-Ö zunächst deutlich mehr Sulfat für die Ettringitbildung verfügbar ist. Nach 7 Tagen Hydratation sind jedoch keine signifikanten Unterschiede in der Sulfatkonzentration in der Porenlösung zwischen den Bindemitteln B-Ö und B mehr feststellbar. Bei den ölschieferhaltigen bzw. sulfathaltigen Bindemitteln findet also eine bevorzugte primäre Ettringitbildung in den ersten 7 Tagen der Hydratation statt, so dass das Sulfat vollständig gebunden wird. Dies wurde durch die Untersuchungen zum Ettringitgehalt im Boden-Bindemittel-Gemisch nach 7 Tagen dem Grunde nach bestätigt. Das Bindemittel mit dem höchsten Ölschieferanteil (B-Ö-2) weist auch die größte Ettringitmenge auf (vgl. Bild 7.15). Grundsätzlich ist allerdings nicht auszuschließen, dass ein Teil der im Bindemittel vorhandenen Sulfate im Fall der Mischung mit Boden nicht durch primäre Ettringitbildung im Bindemittel gebunden wird.

Mit Hilfe der Analyse der Porenlösung aus den Boden-Bindemittel-Gemischen wurde eine wachsende Reaktivität von Glimmer und Chloriten in den Böden der Mischungen mit zunehmender Temperatur und zunehmender OH⁻-Ionenkonzentration (pH-Wert) nachgewiesen. Sowohl der Anteil an gelösten Al³⁺-Ionen als auch die Ettringitmenge (berechnet aus der AlOH₄-Ionenkonzentration in der Lösung) steigen mit zunehmender Hydrationsdauer an. Der Nachweis, dass die in den Böden enthaltenen Tonminerale grundsätzlich an der Ettringitbildung im Boden-Bindemittel-Gemisch beteiligt sind, wurde damit erbracht.

Mit Kurzzeitversuchen im Quellrahmen bei Lagerung in 95 % relativer Luftfeuchte wurde der grundsätzliche Einfluss der Tonminerale auf die Quelldehnung und die Ettringitbildung nachgewiesen (vgl. Kapitel 7.4.2). Bei den Boden-Bindemittel-Gemischen ist gegenüber den Kontrollproben ohne Boden meist jedoch gleiches oder niedrigeres, in wenigen Fällen auch größeres Quellpotenzial vorhanden. Dabei ist jedoch zu berücksichtigen, dass der Bindemittelanteil in den Gemischen nur 50 % beträgt. Ein signifikant dämpfender Einfluss des Bodens auf die Quelldehnung wurde nur in Einzelfällen beobachtet. Im Vergleich der Böden zeigten die Böden mit dem höchsten Tonmineralanteil sowie bei Boden I auch mit dem höchsten Karbonatanteil die geringsten Quelldehnungen in den Kurzzeitversuchen über insgesamt 7 Tage. Sowohl bei der Kontrollprobe B-2 als auch bei den Mischungen mit Boden I wurde der dämpfende Einfluss von Kalk und von der größeren Mahlfeinheit bzw. dem größerem Feinkornanteil in der Mischung auf die Quelldehnung beobachtet.

Sofern die Proben für die Ermittlung der Quelldehnung nicht im Wasserbad gelagert werden, wird ein erheblicher Teil des Zugabewassers in den Schichtsilicaten (hier: Glimmer und Chlorite) angelagert und steht somit für die chemischen Reaktionen zur Mineralneubildung nicht mehr zur Verfügung. Dies wird durch die Ergebnisse der Langzeitversuche bestätigt. Je größer der Tonmineralanteil, desto geringer ist die Dichte der Probe direkt vor Einbau in den Quellkasten. Das Wasser wird zunächst in den Schichtsilicaten gebunden. In der Phase I direkt nach Beginn der Wasserlagerung wird

dann mehr Wasser aufgenommen und es entstehen umso größere Quelldehnungen, je höher der Tonmineralanteil im Gemisch ist (Kapitel 7.5).

Bei den Langzeitversuchen im Quellkasten zeigen sowohl die Kontrollproben ohne Boden als auch die Boden-Bindemittel-Gemische den typischen Quelldehnungsverlauf (siehe Kapitel 7.4.1). Die direkt nach dem Anmischen gegen Austrocknen geschützten und bei Raumtemperatur über 24 Stunden gelagerten Proben weisen direkt nach Einbau in den Quellkasten und mit Beginn der Wasserlagerung in der so genannten Phase I zunächst physikalisch Quelldehnungen auf, die im Wesentlichen durch die Änderung im Wassergehalt verursacht werden und nach spätestens 48 Stunden abgeschlossen sind. Es schließt sich die Phase II an, in der kaum zusätzliche Quelldehnungen, sondern überwiegend Schrumpfen auftreten. Das Schrumpfen ist in der für hydraulische Bindemittel charakteristischen Volumenänderungen während der Hydratation begründet. In Phase III treten dann die durch die schädigende Ettringitbildung verursachten chemischen Quelldehnungen auf. In der Phase IV sind keine zusätzlichen Quelldehnungen mehr messbar, der Quellprozess ist abgeschlossen.

Der Einfluss der Böden auf das Quellverhalten in den Gemischen ist in allen Kombinationen in den Phasen I bis III in Abhängigkeit der chemischen und physikalischen Eigenschaften der Mischungskomponenten erkennbar. So führt z.B. der hohe Anteil an Kalk im Bindemittel B-2 bereits in Phase I unabhängig von der Bodenkomponente dazu, dass in dieser Phase nahezu keine Quelldehnungen feststellbar sind. Allerdings führt die Zugabe von Boden hier bereits zu vergleichsweise großem Schwinden.

In der Phase III zeigt sich, dass durch den Bodenanteil im Gemisch überwiegend kleinere Quelldehnungen auftreten als bei den jeweiligen Kontrollproben, wobei bei der Betrachtung der Absolutwerte berücksichtigt werden muss, dass das Quellpotenzial des Bindemittels aufgrund des Mischungsverhältnisses halbiert ist (vgl. Kapitel 7.4.1). Einzige Ausnahme bildet die Mischungen B-2 mit Boden V und VI. Hier wurden gleiche bzw. etwas größere Quelldehnungen festgestellt. Allerdings sind die Ettringitmengen nach 7 Tagen vergleichsweise gering (vgl. Kapitel 7.4.2), so dass wahrscheinlich die feinere Porenstruktur wegen der größeren Mahlfeinheit des Bindemittels zu den größeren Quelldehnungen führt.

Eine Abhängigkeit der Quelldehnungen von der mineralogischen Zusammensetzung der Böden konnte mit den Versuchen in Kapitel 7.4.1 eindeutig nachgewiesen werden. Der Einfluss der Tonminerale ist in den Langzeitversuchen zweifelsfrei durch chemische Quelldehnungen infolge schädigender Ettringitbildung bei den Mischungen mit den Bindemitteln B-2, B-Ö-3 und B-Ö-2 belegt. Bei den Mischungen mit den Tonmineralen Montmorillonit, Kaolinit und Smectit / Illit wurden bis auf die Ausnahme der Mischung aus Boden VIII mit B-Ö-4 Quelldehnungen von bis zu 0,32 % gemessen. In den Versuchen war der Quellprozess nach spätestens 160 Tagen abgeschlossen.

Grundsätzlich ist das Quellpotenzial immer von beiden Komponenten Boden und Bindemittel abhängig. Obwohl die Ettringitmenge nach 7 Tagen bei den Mischungen mit den ölschieferhaltigen Bindemitteln erwartungsgemäß am größten war, konnte sowohl in den Kurzzeitversuchen in Kapitel 7.4.2 als auch in den Langzeitversuchen in Kapitel 7.4.1 kein signifikanter Zusammenhang zwischen Quelldehnung und Menge der Tonminerale im Boden nachgewiesen werden.

Im Rahmen der in Kapitel 7.5 beschriebenen Langzeitversuche wurde auch das Quellverhalten bei sulfathaltigen Böden (Expositionsklasse XA3) untersucht. Wie erwartet zeigten die Gemische mit sulfathaltigem Bindemittel (B-Ö) in Verbindung mit sulfathaltigen Böden das größte Quellpotenzial, während hier der Tonmineralgehalt eine untergeordnete Rolle spielt. Mit den Versuchen wurde der Nachweis erbracht, dass die in den Böden enthaltenen Sulfate auch bei Boden-Bindemittel-Gemischen mit hohem Bindemittelanteil (im Versuch: 50 %), wie sie in der Baugrundverbesserung zur Anwendung kommen, zur Ettringitbildung beitragen und das Quellverhalten erheblich beeinflussen.

Am Beispiel der Mischung aus Boden IX und verschiedenen Bindemitteln konnte zusätzlich gezeigt werden, dass sich ein höherer Bindemittelgehalt grundsätzlich dämpfend auf das chemische Quellpotenzial (Phase III) auswirkt. Durch einen hohen Bindemittel- (und Wasser-)gehalt in der Mischung kann die Quelldehnung reduziert werden, was dem Grunde nach unabhängig von der verwendeten Bindemittelart gilt.

Die labortechnische Messung des Quelldruckes führte zu keinen befriedigenden Ergebnissen. Ein Zusammenhang zwischen dem in Phase III maximal gemessenen Quelldruck und der maximal gemessenen Quelldehnung konnte nicht zweifelsfrei ermittelt werden, da die Versuchsergebnisse große Streuungen aufwiesen. Die Ursache hierfür konnte trotz umfangreicher Analysen nicht eindeutig festgestellt werden (vgl. Kapitel 7.5).

In einer separaten Versuchsreihe wurde der Einfluss der Temperatur direkt nach Herstellung der Boden-Bindemittel-Gemische auf das spätere Quellverhalten untersucht (Kapitel 7.6). Dazu wurden Temperaturen, die bei Baugrundverbesserungsmaßnahmen infolge Hydratation üblicherweise auftreten, labortechnisch durch Lagerung der Proben über 48 Stunden bei 30 °C, 60 °C und 80 °C Umgebungstemperatur simuliert. Anders als bei den Mischungen, die direkt nach Herstellung bei Umgebungstemperatur gelagert wurden, zeigte sich in dieser Versuchsreihe, dass in Phase II unabhängig von den verwendeten Mischungskomponenten beim überwiegenden Teil der Proben sehr große Quelldehnungen auftraten. Es wurden in dieser Phase Werte von bis zu 0,68 % gemessen. Auffallend waren in dieser Versuchsserie außerdem großen Streuungen in den Ergebnissen bei Proben gleicher Zusammensetzung. Die Streuungen waren umso größer, je höher die anfängliche Lagerungstemperatur war. Die Ursache liegt in den z.T. erheblichen Unterschieden in der Probendichte zu Beginn des Quelldehnungsversuches

48 Stunden nach Herstellung der Proben. Bereits geringe, herstellungstechnisch nicht vermeidbare Unterschiede in der Probenzusammensetzung führen hier zu unterschiedlichem Wasseranspruch in der sehr weichen bis fließfähigen Probe und in Kombination mit den höheren Lagerungstemperaturen dann zu Unterschieden in der chemischen Bindungen während der Hydratation, so dass die Porenstruktur unterschiedlich ausgebildet wird.

Da die chemischen Quelldehnungen in Phase III am Ende der Beobachtungsdauer von 200 Tagen in etwa vergleichbar mit den Ergebnissen aus den vorherigen Versuchsreihen mit durchgehender Lagerung bei Umgebungstemperatur (vgl. Kapitel 7.4.1 und Kapitel 7.5) sind, ist festzustellen, dass die teilweise großen Quelldehnungen in Phase II offenbar nicht ausreichend sind, um relevante Schäden im Gefüge zu erzeugen, wodurch die schädigende Ettringitbildung in den Quelldehnungsversuchen messbar beschleunigt würde. Gleichwohl war der chemische Quellprozess nach den 200 Tagen Beobachtungsdauer in der Versuchsreihe mit höheren Lagerungstemperaturen noch nicht zum Stillstand gekommen, was als Hinweis für eine weiter fortschreitende schädigende Ettringitbildung gilt.

Eine maßgebliche Beschleunigung des Quellprozesses zusätzlich zu den höheren Lagerungstemperaturen direkt nach dem Anmischen kann durch die Zugabe von Sulfat zum Lagerungswasser erzielt werden (vgl. Kapitel 7.7). Durch Simulation der Expositionsklasse XA2 nach DIN 4030 konnten zusätzliche Quelldehnungen von bis zu 1,45 % nach rd. 900 Tagen nachgewiesen werden (vgl. Bild 7.38 bis Bild 7.40).

Eine kurzfristige Beschleunigung des Quellprozesses durch gezielte Gefügeschädigungen, die durch wechselnde Lagerungsbedingungen verursacht werden (vgl. Kapitel 7.8) konnte in den Quelldehnungsversuchen nicht erreicht werden. Infolge der Wechsellagerung bei Raumfeuchte und im Wasserbad traten lediglich die weitgehend reversiblen Quelldehnungen bzw. das vollständig reversible Schwinden infolge Änderungen im Wassergehalt auf. Die Ergebnisse zur einaxialen Druckfestigkeit, zur Probendichte und die Detailanalyse der Volumenänderung über die Zeit bestätigen jedoch den nachhaltigen Einfluss von wechselnden Lagerungsbedingungen und die daraus resultierenden schädigenden Veränderungen in der Gefügestruktur. Eine generelle Erhöhung des möglichen Schadenspotenzials infolge Ettringitbildung lässt sich anhand der bisher durchgeführten Laborversuche jedoch noch nicht ableiten, da die Interaktionen zu komplex und die Versuchsdauer von mehr als 60 Tagen hierfür nicht ausreichend waren.

Ein grundsätzlicher Zusammenhang zwischen Quelldehnungen und Probendichte konnte nachgewiesen werden (vgl. Bild 7.43), allerdings bezieht sich dieser Zusammenhang insbesondere auf die physikalisch verursachten Quelldehnungen zu Beginn der Wasserlagerung. Eine eindeutige Korrelation zwischen den chemisch induzierten

Quelldehnungen der Phase III, die durch Ettringitbildung verursacht werden, und der Probendichte war nicht nachweisbar (vgl. Bild 7.20).

Ergänzende Versuche zur Wasseraufnahmekapazität zeigten, dass diese zwar aus der Probendichte (Trockendichte) abgeleitet werden kann, Rückschlüsse auf die Anfälligkeit gegen schädigende Ettringitbildung sind jedoch nicht möglich, da die vergleichsweise kleinen Proben stark durch systembedingt nicht vermeidbare Inhomogenitäten beeinflusst werden.

Die in DIN 4030 definierten Grenzwerte von 600 mg/l Sulfat im Grundwasser und 3.000 mg/kg Sulfat im Boden, bei deren Überschreitung für erdberührte Bauteile Bindemittel mit hohem Sulfatwiderstand verwendet werden müssen, sind für die Herstellung von Baugrundverbesserungsmaßnahmen in tonmineralhaltigen Böden nicht geeignet.

Die Frage, ob schädigende Ettringitbildung im Boden-Bindemittel-Gemisch zu befürchten ist und ob sich im Falle der Ettringitbildung daraus Schäden für das Bauteil ergeben könnten, ist fallbezogen anhand der nachfolgend beschriebenen Kriterien zu beantworten.

Bezüglich der Milieubedingungen ist bei Boden-Bindemittel-Gemischen zur Baugrundverbesserung grundsätzlich davon auszugehen, dass diese günstig für die schädigende Ettringitbildung sind. Der pH-Wert liegt mit $> 13,0$ im für die Ettringitbildung günstigen Bereich. Die verbesserten Bodenkörper liegen bis auf wenige Anwendungszwecke i.d.R. im Bereich bzw. unterhalb des Grundwasserspiegels, so dass ausreichend Wasser zur Verfügung steht. Aufgrund der vergleichsweise großen Kubaturen ist von nahezu adiabatischen Verhältnissen während der Hydratation, also von günstigen Temperaturen für die Ettringitbildung auszugehen.

Hinsichtlich der stofflichen Zusammensetzung des Boden-Bindemittel-Gemisches ist festzustellen, dass bei der Baugrundverbesserung in tonmineralhaltigen Böden grundsätzlich mit Ettringitbildung im bereits verfestigten Gefüge gerechnet werden muss. Eine quantitativ zuverlässige Aussage zum mindestens erforderlichen Tonmineralanteil oder auch zu den verschiedenen Tonmineralen ist anhand der durchgeführten Untersuchungen nicht möglich.

Das Vorhandensein von Sulfaten im Boden und im Grundwasser erhöht zwar grundsätzlich die Gefahr der schädigenden Ettringitbildung, allerdings spielen hier weitere Faktoren wie Bindemittelgehalt im Gemisch sowie die Gefügestruktur (Dichte und Festigkeit) eine maßgebliche Rolle. Das in DIN 4030 vorgegebene Bewertungskriterium „Sulfatgehalt im Boden“, das auch bei der Risikobewertung von Knopp & Moormann (2013) zur Anwendung kommt, führt bei Boden-Bindemittel-Gemischen mit höherem Bindemittelanteil, wie sie in der Baugrundverbesserung verwendet werden, zu

einer Überschätzung des Gefährdungspotenzials. Bei einem Boden-Bindemittel-Verhältnis von 1 : 3 wurden auch in Böden der Expositionsklasse XA3 keine Quelldehnungen infolge schädigender Ettringitbildung mehr festgestellt.

Als Präventivmaßnahme wird vorgeschlagen, dass bei Baugrundverbesserungen im tonmineralhaltigen Baugrund nur Bindemittel zu Einsatz kommen, die keine lösungsbe-reiten Al^{3+} -Anteile und erhöhten SO_3^{2-} -Anteile aus Zusatzstoffen, z.B. Ölschieferasche, enthalten.

Sofern Tonminerale im Baugrund vorkommen, sind Quelldehnungsversuche zur Verifizierung eines möglichen Quellpotenzials durchzuführen. Für dessen Beurteilung sind die versuchstechnisch zu ermittelnden chemisch verursachten Quelldehnungen durch schädigende Ettringitbildung in Phase III zu bewerten.

Die physikalisch induzierten Quelldehnungen der Phase I sind dagegen zur Beurteilung möglicher Vorschädigungen geeignet. Eine Dichte von $\rho_f \leq 1,90 \text{ g/cm}^3$ zu Beginn der Wasserlagerung kann in erster Näherung als Indikator für nicht ausreichende Gefügesteifigkeit herangezogen werden.

Für die Abschätzung des Gefährdungspotenzials durch schädigende Ettringitbildung sind grundsätzlich reproduzierbare Ergebnisse erforderlich. Eine Vorschädigung der Proben kann durch wechselnde Lagerungsbedingungen und insbesondere durch höhere Lagerungstemperaturen direkt nach dem Anmischen erzielt werden.

Zur sicheren Abschätzung des Gefährdungspotenzials durch schädigende Ettringitbildung für die Quelldehnungsversuche im Labor wird eine Untersuchungsdauer von mindestens 45 Tagen empfohlen.

8 Zusammenfassung und Ausblick

Die Baugrundverbesserung mit hydraulischen Bindemitteln ist ein häufig eingesetztes und vielseitig anwendbares Verfahren, um den Baugrund für verschiedenste Anwendungszwecke zu ertüchtigen. Durch das mechanische oder hydraulische Einbringen des hydraulischen Bindemittels entsteht in-situ ein beton- oder mörtelähnlicher Körper aus Boden-Bindemittel-Gemisch, der eine höhere Festigkeit und gleiche bzw. geringere Wasserdurchlässigkeit besitzt wie der unbehandelte Boden. Die Verfestigung erfolgt durch chemische Reaktionen des hydraulischen Bindemittels mit Wasser und mit Bestandteilen des Bodens.

Kommt es unter Beteiligung der im Boden enthaltenen Tonminerale in Verbindung mit dem Bindemittel zur Bildung von Ettringit im bereits verfestigten Boden-Bindemittel-Gemisch, so kann dies unter bestimmten Randbedingungen zur Schädigung des verbesserten Bodenkörpers sowie mittel- oder unmittelbar angrenzender Bauteile führen. Dieses Phänomen wird als schädigende Ettringitbildung bezeichnet.

Durch das gegenüber den Ausgangsstoffen rund 32-fach größere Volumen der Ettringitkristalle bildet sich ein Quelldruck im Boden-Bindemittel-Gemisch. Sofern die innere Festigkeit des Körpers nicht ausreicht, kommt es zur Rissbildung im Gefüge und zu einer Volumenvergrößerung innerhalb des verbesserten Bodenkörpers. Dies wiederum führt bei angrenzenden Bauteilen zu Hebungen oder Schiefstellungen. Durch die Volumenvergrößerung und die Rissbildung im Gefüge des Boden-Bindemittel-Gemisches wird die Durchlässigkeit erhöht und die innere Festigkeit herabgesetzt, was weitere schädigende Ettringitbildung ermöglicht und unter ungünstigen Randbedingungen bis zum vollständigen Verlust der Tragfähigkeit und/oder Gebrauchstauglichkeit reichen kann.

Im Rahmen dieser Arbeit wurde die Interaktion zwischen den im Boden enthaltenen Tonmineralen und verschiedenen handelsüblichen Bindemitteln im Hinblick auf die schädigende Ettringitbildung untersucht. Dazu wurden die in der Beton- und Zementtechnologie vorhandenen umfangreichen Kenntnisse zur schädigenden Ettringitbildung zusammengefasst und auf die Boden-Bindemittel-Gemische aus der Baugrundverbesserung unter Berücksichtigung der speziellen Zusammensetzung und Randbedingungen übertragen.

Die bisher in der Literatur dokumentierten Berichte zur schädigenden Ettringitbildung beziehen sich ausnahmslos auf den Anwendungsbereich der Bodenverbesserung im Erdbau und nicht auf die Baugrundverbesserung. In der Bodenverbesserung liegen grundsätzlich andere Mischungsverhältnisse (üblich sind dort Bindemittelanteile von rd. 5 % unter kontrollierten Mischungsbedingungen) und Randbedingungen (i.d.R. oberflächennahe, flächige Ertüchtigung des Baugrundes) vor als in der Baugrundverbes-

serung (Düsenstrahlverfahren und tiefreichende Bodenstabilisierung, z.B. Deep Mixing). Es mussten daher die Erkenntnisse zur schädigenden Ettringitbildung aus der Betontechnologie sowie aus der Bodenverbesserung dezidiert analysiert und interpretiert werden. Anschließend wurden die Erkenntnisse aus der Betontechnologie und der Bodenverbesserung auf die, für die Baugrundverbesserung relevanten Bedingungen übertragen.

Am Beispiel eines sehr komplexen Schadensfalls bei einer im Düsenstrahlverfahren hergestellten Unterfangung wurden detaillierte phänomenologische Untersuchungen und versuchstechnische Analysen durchgeführt und so die schädigende Ettringitbildung in der Baugrundverbesserung nachgewiesen. In-situ wurden geotechnische und geodätische Messungen an den Unterfangungskörpern sowie visuelle Begutachtungen durchgeführt. An einer Vielzahl von Materialproben aus Erkundungsbohrungen aus allen Bereichen der Unterfangungskörper wurden mineralogische, chemische und geotechnische Laborversuche durchgeführt. Im Vergleich zu den Rückstellproben aus dem für die Baumaßnahme verwendeten Bindemittel wurden in den Proben aus den Unterfangungskörpern (Boden-Bindemittel-Gemische) gleich große bis größere Ettringitmengen festgestellt. Die im Labor durchgeführten Quelldehnungsversuche zeigten vergleichbar große Quelldehnungsraten wie sie in-situ direkt an den Unterfangungskörpern gemessen worden waren. Eine direkte Abhängigkeit zwischen Tonmineralanteil in den Boden-Bindemittel-Gemischen und Quelldehnung war allerdings nicht ableitbar.

Aus der o.g. Detailanalyse zum Quellverhalten in Beton und in der Bodenverbesserung sowie aus den anhand des o.g. Schadensfalles gewonnenen Erkenntnissen wurden Rückschlüsse bezüglich der für die schädigende Ettringitbildung erforderlichen Material-, Mischungs- und sonstigen Randbedingungen in der Baugrundverbesserung abgeleitet. Mit einem, durch geotechnische, zementtechnologische und mineralogische Untersuchungsmethoden validierten, wissenschaftlichen Untersuchungsprogramm im Labor wurden die für die schädigende Ettringitbildung notwendigen Bedingungen mit dem Ziel näher untersucht, die Einflüsse

- der Bindemittelbestandteile,
- der Tonminerale im Boden,
- von Sulfaten im Boden sowie im Zugabe- und Lagerungswasser sowie
- den Temperaturbedingungen während der Hydratation
- von wechselnden Lagerungsverhältnissen

auf das durch schädigende Ettringitbildung verursachte Quellverhalten qualitativ zu beschreiben und soweit möglich zu quantifizieren.

Aus insgesamt neun verschiedenen Böden und acht Bindemitteln wurden Mischungen hergestellt und analysiert. In den Böden sind die Tonminerale Glimmer (Muskowit),

Chlorite, Montmorillonit, Kaolinit und Tone der Illit-Smectit-Gruppe in unterschiedlicher mineralogischer Zusammensetzung enthalten, zwei Böden sind zudem stark sulfathaltig. Als Bindemittel wurden handelsübliche Bindemittel (B) nach DIN EN 197-1 sowie ölschieferhaltige Produkte (B-Ö) verwendet, die bei Baugrundverbesserungsmaßnahmen häufig zur Anwendung kommen.

Anhand der durchgeführten Untersuchungen konnte nachgewiesen werden, dass bei der Baugrundverbesserung in den Boden-Bindemittel-Gemischen die für eine schädigende Ettringitbildung erforderlichen Milieubedingungen grundsätzlich vorhanden sind. Bei der Baugrundverbesserung in tonmineralhaltigen Böden sind grundsätzlich alle, für die schädigende Ettringitbildung im bereits verfestigten Gefüge erforderlichen Stoffe vorhanden. Eine quantitativ zuverlässige Aussage zu den mindestens im Boden bzw. im Gemisch erforderlichen Tonmineralanteilen und Tonmineralarten konnte versuchstechnisch nicht ermittelt werden. Hierzu sind weiter ergänzende, systematische Untersuchungen zur Interaktion zwischen Tonmineralen und Bindemitteln, insbesondere eine Vertiefung der Kenntnisse zum Kationenaustauschvermögen der unterschiedlichen Tonminerale und der Einflussnahme auf die Hydratationsverläufe erforderlich.

Auch wenn das Vorhandensein von Sulfaten im Boden und im Grundwasser grundsätzlich die Gefahr der schädigenden Ettringitbildung bei der Baugrundverbesserung erhöht, spielen weitere Faktoren, wie der Bindemittelgehalt im Gemisch sowie die Gefügestruktur (Dichte und Festigkeit) eine maßgebliche Rolle.

Als Präventivmaßnahme wird vorgeschlagen, dass bei Baugrundverbesserungen in tonmineralhaltigem Baugrund nur Bindemittel zu Einsatz kommen, die keine lösungsbereiten Al^{3+} -Anteile und erhöhten SO_3^{2-} -Anteile aus Zusatzstoffen enthalten.

Sofern Tonminerale im Baugrund vorkommen, sind Quelldehnungsversuche zur Verifizierung eines möglichen Quellpotenzials durchzuführen. Die Versuche sind an Proben, die frühestens 24 Stunden nach dem Anmischen in den Quellschalen eingebaut werden, durchzuführen, um die Beeinflussung des Versuchsergebnisses aus Volumenänderungen im noch nicht ausreichend erhärteten Gemisch auszuschließen. Anhand der Versuchsergebnisse können die physikalisch verursachten Quelldehnungen (Phase I) von den chemisch verursachten Quelldehnungen (Phase III) unterschieden werden. Mit den Versuchen können die physikalisch induzierten Quelldehnungen der Phase I zur Beurteilung möglicher Vorschädigungen herangezogen werden. Eine Dichte von $\rho_f \leq 1,90 \text{ g/cm}^3$ zu Beginn der Wasserlagerung sind ein Indikator für nicht ausreichende Gefügestabilität. Zur quantitativen Ermittlung der durch schädigende Ettringitbildung verursachten Quelldehnungen sind nur die Quelldehnungen (Phase III) heranzuziehen.

Eine Vorschädigung der Proben unter Laborbedingungen, um den Quellprozess zu begünstigen, kann durch wechselnde Lagerungsbedingungen und insbesondere durch höhere Lagerungstemperaturen direkt nach dem Anmischen erzielt werden.

Zur sicheren Abschätzung des Gefährdungspotenzials durch schädigende Ettringitbildung wird für die Quelldehnungsversuche eine Untersuchungsdauer von mindestens 45 Tagen empfohlen.

Für künftige Anwendungen, bei denen die schädigende Ettringitbildung für die Standsicherheit und/oder Gebrauchstauglichkeit des verbesserten Bodenkörpers als relevant eingestuft wird (z.B. Dauerbauwerke, Dichtkonstruktionen sowie Bauhilfsmaßnahmen in der Nähe von verformungsempfindlichen Konstruktionen) stehen somit Anhaltswerte zur Verfügung, anhand derer vor Konzeptionierung einer Baugrundverbesserung das Schadenspotenzial und auch das Schadensrisiko realitätsnah unter Würdigung der konkreten, projektspezifischen Randbedingungen abgeschätzt werden kann.

Literaturverzeichnis

- Åhnberg, H., Holm, G. (1999)
Stabilization of some Swedish organic soils with different types of binder. Proceedings of the International Conference on Dry Mix Methods for Deep Soil Stabilization, Rotterdam, 101-108
- Åhnberg, H., Holm, G., Holmqvist, L., Ljungcrantz, C. (1994)
The use of different additives in deep stabilization of soft soils. Proceedings of the 13th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, New Delhi, Vol. 3, 1191-1194
- Amelung, W., Blume, H.-P., Fleige, H., Horn, R., Kandeler, E., Kögel-Knabner, I., Kretzschmar, R., Stahr, K., Wilke, B.-M. (2018)
Scheffer/Schachtschabel – Lehrbuch Bodenkunde, Springer Verlag, 750 Seiten
- Azam, S., Abduljauwad, S.N., Al-Shayea, N.A., Baghabra Al-Amoudi, O.S. (2000)
Effects of calcium sulfate on swelling potential of an expansive clay. Geotechnical Testing Journal, GTJODJ, Vol. 23, No. 4, 389-403
- Batic, O.R., Milanesi, C.A., Maiza, P.J., Marfil, S.A. (2000)
Secondary ettringite formation in concrete subjected to different curing conditions. Cement and Concrete Research, Vol. 30, 1407-1412
- Baumann, V. (1982)
Dichten durch Injektionen. Mitteilungen des Lehrstuhls für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig, Heft Nr. 8, Hrsg. H. Simons, 39-65
- Benstedt, J., Munn, J. (1997)
A discussion of the paper „On the distinction between delayed and secondary ettringite formation concrete” by Y. Fu and J.J. Beaudoin. Cement and Concrete Research, Vol. 27, No. 11, 1773-1775
- Berg, J. (2002)
Das Düsenstrahlverfahren im Spezialtiefbau • Voraussetzungen - Planung - Ausführung. Baupraxis + Dokumentation, Band 19, expert-Verlag, Renningen, 105 Seiten
- Bollmann, K. (2000)
Ettringitbildung in nicht wärmebehandelten Betonen. Dissertation an der Fakultät Bauingenieurwesen der Bauhaus-Universität Weimar, dissertation.de, Verlag im Internet, 197 Seiten
- Bonzel, J., Dahms, J. (1966a)
Der Einfluss des Zements, des Wasserzementwertes und der Lagerung auf die Festigkeitsentwicklung des Betons. beton, Heft 7, 16. Jahrgang, Bundesverband der Deutschen Zementindustrie e.V., 299-305

- Bonzel, J., Dahms, J. (1966b)
Der Einfluss des Zements, des Wasserzementwertes und der Lagerung auf die Festigkeitsentwicklung des Betons. beton, Heft 8, 16. Jahrgang, Bundesverband der Deutschen Zementindustrie e.V., 341-342
- Borchert, K.-M., Placzek, D., Lächler, W. (2001)
Anforderungen an Baugrundgutachten zur Beherrschung der Risiken. Beratende Ingenieure, Juli/August 2001, 15-22
- Borchert, K.-M., Schran, U., Trucks, M. (1997)
Grundwasserbeeinflussung durch Trogbaugruben für die Tunnelbauwerke der Verkehrsanlagen im Zentralen Bereich Berlins. Vorträge der STUVA-Tagung '97, Studiengesellschaft für unterirdische Verkehrsanlagen e.V. (STUVA), Köln, Berlin, 155-161
- Bossenmaier (2001)
Hebungen nach einer Bodenverbesserung von Erdplanien mit Feinkalk auf Grund des speziellen Chemismus der anstehenden Böden. VSVI-Seminar, Kaiserslautern
- Brandl, H. (1981)
Alteration of Soil Parameters by Stabilization with Lime. Proceedings of 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Stockholm, 587-594
- Brandl, H. (1999)
Long-term behaviour of soils stabilised with lime and cement. Sonderdruck aus den Proceedings of the 12th African Regional Conference on SMGE, Durban, Balkema Rotterdam, 14 Seiten
- Brandstätter, C., Lackner, R., Mang, H.A. (2002)
Bestimmung von Materialeigenschaften zementgebundener Werkstoffe mittels Temperaturmessungen. Bauingenieur 77, Heft 1, 51-57
- Bredenberg, H. (1999)
Keynote lecture: Equipment for deep soil mixing with the dry jet mix method. Proceedings of the International Conference on Dry Mix Methods for Deep Soil Stabilization, Rotterdam, 323-33
- Breitenbücher, R., Hein, D., Lipus, K., Paschke, J., Thielen, G., Urbonas, L., Wisotzky, F. (2006)
Sachstandbericht „Sulfatangriff auf Beton“. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb), Heft 554, Beuth Verlag, Berlin.
- Broms, B. B. (1999)
Keynote lecture: Design of lime, lime/cement and cement columns. Proceedings of the International Conference on Dry Mix Methods for Deep Soil Stabilization, Stockholm, 125-153

- Broms, B. B. (2000)
Lime and lime/cement columns - Summary and Visions. Keynote lectures; MGM-2000 and 4th GIGS, Finnish Geotechnical Society, Helsinki, 43-93
- Bruce, D.A., Bruce M.E.C., DiMillo, A.F. (1999)
Dry Mix Methods: A brief overview of international practice. Proceedings of the International Conference on Dry Mix Methods for Deep Soil Stabilization, Stockholm, 15-25
- Burke, G. K., Weber, A., Tóth, P. (2000)
Soilcrete-DS: Enhanced Technology for Surgical Soil Improvement. Proceedings of the 4th International Conference on Ground Improvement Geosystems, Helsinki, 137-144
- Candlot, E. (1890)
Sur les propriétés des produits hydrauliques. Bulletin de la Société d'Encouragement pour l'Industrie Nationale, 89, 682-689
- Chartschenko, I., Stark, J. (1995)
Theoretische Grundlagen zur Anwendung von Quellzementen in der Baupraxis. Internationales Symposium „75 Jahre Quellzement“, Tagungsbericht, Weimar, 31-46
- Chew, S.H., Kamruzzaman, A.H.M, Lee, F.H. (2004)
Physicochemical and engineering behavior of cement treated clays. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol. 130, No. 7, 696-706
- Chu, J., Varaksin, S., Klotz, U., Mengé, P. (2009)
Construction Processes - State of the Art Report, TC 17, 17th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Alexandria, Egypt, Vol. 4, 3006-3135
- Cook, H.E., Johnson, P.D., Matti, J.C., Zemmels, I (1975)
Methods of sample preparation and X-ray diffraction data analysis, X-ray mineralogy laboratory, deep sea drilling project, University of California, Riverside. In: Kaneps, A.G. (Hrsg.): Initial Reports of the Deep Sea Drilling Project. Washington D.C., Vol. 28, 999-1007
- Cordon, A. (1962)
Resistance of Soil-Cement Exposed to Sulfates. Highway Research Board Bulletin (HRB) 309, National Academy of Sciences - National Research Council, Washington D.C., 37-56
- Czernin, W. (1977)
Zementchemie für Bauingenieure. Bauverlag GmbH, 3. Auflage

- Damidot, D., Glasser, F.P. (1992)
Thermodynamic investigation of the $\text{CaO-Al}_2\text{O}_3\text{-CaSO}_4\text{-H}_2\text{O}$ system at 50 °C and 85 °C. Cement and Concrete Research, Vol. 22, 1179-1191
- Dermatas, D. (1995)
Ettringite-induced swelling in soils: State-of-the-art. Applied Mechanics Reviews, Vol. 48, No. 10, 659-673
- Empfehlung Nr. 1 des AK 3.3 der DGGT (2004)
Einaxiale Druckversuche an zylindrischen Gesteinsprüfkörpern. Bautechnik 81, Heft 10, 825-834
- Empfehlung Nr. 10 des AK 3.3 der DGGT (2008)
Indirekter Zugversuch an Gesteinsproben - Spaltzugversuch. Bautechnik 85, Heft 9, 623 - 627
- Empfehlung Nr. 11 des AK 19 der DGEG (1986)
Quellversuche an Gesteinsproben. Bautechnik 1986, Heft 3, 100-104
- Floss, R. (2009)
Handbuch ZTVE-StB – Kommentar und Leitlinien mit Kompendium Erd- und Felsbau. Kirschbaum Verlag Bonn, 4. Auflage
- Fu, Y., Gu, P., Xie, P., Beaudoin, J.J. (1995)
A kinetic study of delayed ettringite formation in hydrated portland cement paste. Cement and Concrete Research, Vol. 25, No. 1, 67-70
- Fu, Y., Beaudoin, J.J. (1996)
Letter to the editor: On the distinction between delayed and secondary ettringite formation concrete. Cement and Concrete Research, Vol. 26, No. 6, 979-980
- Grattan-Bellew, P.E., Beaudoin, J.J., Vallée, V.-G. (1998)
Effect of aggregate particle size and composition on expansion of mortar bars due to delayed ettringite formation. Cement and Concrete Research, Vol. 28, No. 8, 1147-1156
- Grübl, P., Weigler, H., Karl, S. (2001)
Beton - Arten, Herstellung und Eigenschaften. Ernst & Sohn Verlag, 2. Auflage, Berlin, 788 Seiten
- Guidelines for Stabilization of soils containing sulfates (2000-08)
Technical Memorandum, National Lime Association, USA, 16 Seiten,
http://www.lime.org/documents/publications/free_downloads/technical-memorandum.pdf

- Guinea, G.V., El-Sayed, K., Rocco, C.G., Elices, M., Planas, J. (2002)
The effect of the bond between the matrix and the aggregates on the cracking mechanism and fracture parameters of concrete. Cement and Concrete Research, Vol. 32, 1961-1970
- Gunkel, P. (1983)
Zusammensetzung der flüssigen Phase erstarrender und erhärtender Zemente. Beton-Information, 23, Heft 1, 3-8
- Hansbo, S., Massarsch, K.R. (2005)
Standardisation of Deep Mixing Methods. Proceedings of the International Conference on Deep Mixing, Stockholm, 3-10
- Hartskorn, S.A., Sharp, J.H., Swamy, R.N. (1999)
Thaumasite formation in Portland-limestone cement pastes. Cement and Concrete Research, 29, 1331-1340
- Haugwitz, H.-G., Seidel, A. (2000)
Mixed-in-Place-Verfahren. Vorträge zum 7. Darmstädter Geotechnik-Kolloquium am 23. März 2000, Mitteilungen des Institutes und der Versuchsanstalt für Geotechnik, Technische Universität Darmstadt, Heft 51, 177-193
- He, C., Osbaeck, B., Makovicky, E. (1995)
Pozzolanic reactions of six principal clay minerals: activation, reactivity assessments and technological effects. Cement and Concrete Research, Vol. 25, No. 8, 1691-1702
- Heim, D. (1990)
Tone und Tonminerale. Ferdinand Enke Verlag, Stuttgart, 157 Seiten
- Henkel, F. (1975)
Zum Kristallisationsdruck betonzerstörender Sulfate. Zement und Beton, Heft 85/86, 26-28
- Henkel, F., Rost, F. (1954)
Über den Kristallisationsdruck betonzerstörender Sulfate als Ursache des Sulfattreibens. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 118, 40-51
- Henning, O., Knöfel, D. (1997)
Baustoffchemie - Eine Einführung für Bauingenieure und Architekten. 5. Auflage, Verlag für Bauwesen, Wiesbaden · Bauverlag, Berlin
- Hime, W.G. (2002)
Comment on the "Reply to the discussion by S. Chatterji of the paper 'Delayed ettringite formation in heat-cured Portland cement mortars' by Yang, Lawrence, Lynsdale and Sharp". Cement and Concrete Research, 32, 991

- Hime, W.G., Mather, B. (1999)
“Sulfate attack” or is it? Cement and Concrete Research, 29, 789-791
- Hime, W.G., Marusin, S.L., Jugovic, Z.T., Martinek, R.A., Cechner, R.A. (2000)
Chemical and Petrographic Analyses and ASTM Test Procedures for the Study of Delayed Ettringite Formation. Cement Concrete and Aggregates, Vol. 22, No. 2, 160-168
- Ho, C.E., Tan, C.G., Kim, C.H. (2001)
Strength Increase in Soft Clay surrounding Jet Grouted Soil Mass. Foundations and Ground Improvement (Geotechnical Special Publication No. 113), ed. Thomas L. Brandon, ASCE, 395-409
- Hobbs, D.W., Taylor, M.G. (2000)
Nature of thaumasite sulfate attack mechanism in field concrete. Cement and Concrete Research, Vol. 30, 529-533
- Hoffmann, H., Katzenbach, R., Quick, H., Weidle, A. (2000)
Überlegungen zum Risk Assessment beim Düsenstrahlverfahren auf der Basis aktueller Entwicklungen. 15. Christian Veder Kolloquium Heft 7, Technische Universität Graz, Graz, 31-46
- Holm, G. (1999)
Keynote lecture: Application of dry mix methods for deep soil stabilization. Proceedings of the International Conference on Dry Mix Methods for Deep Soil Stabilization, Stockholm, 3-13
- Hunter, D. (1988)
Lime-induced heave in sulfate-bearing clay soils. Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 114, No. 2, 150-167
- Huntington, G., Ksaibati, K., Oyler, W. (1995)
Sulfate Expansion of Cement-Treated Bases. Transportation Research Record 1486, National Research Council, Washington, 59-67
- Idorn, G.M. (2002)
A discussion of the review paper “Delayed ettringite formation” by H.F.W. Taylor, C. Famy and K.L. Scrivener. Cement and Concrete Research, 32, 989-990
- Ingles, O.G., Metcalf, J.B. (1972)
Soil Stabilization - Principles and Practice. Butterworths, Sydney · Melbourne · Brisbane
- Jacobson, J.R., Filz, G.M., Mitchell, J.K. (2005)
Factors affecting strength of lime-cement columns based on a laboratory study of three organic soils. Proceedings of the International Conference on Deep Mixing, Stockholm, 87-94

- Jasmund, K. (1955)
Die silikatischen Tonminerale. Verlag Chemie GmbH, Weinheim
- Jasmund, K., Lagaly, G. (1993)
Tonminerale und Tone. Steinkopff Verlag, Darmstadt
- Jelinek, R., Soos, v. P. (1970)
Einige Besonderheiten des Münchener Baugrundes und ihr Einfluß auf das Bauwerk. Stachus - Karlsplatz. Stachusbau • Festschrift zur Vollendung der unterirdischen Ladenstadt und Tiefgarage im Münchner Stachusbauwerk am 26. Nov. 1970, Planungsbüro Obermeyer, 59-63
- Katzenbach, R., Moormann, Ch. (1997)
Numerische Computersimulation der Baugrund-Tragwerk-Interaktion bei der Erstellung einer 20 m tiefen Baugrube im Frankfurter Ton. Workshop „Numerik in der Geotechnik“, DGGT, AK 1.6, 24./25. April 1997, Stuttgart, 178-208
- Katzenbach, R., Hoffmann, H., Moormann, Ch., Vogler, M. (2001a)
Neue geotechnische Konzepte für den technisch und wirtschaftlich optimierten Hochhausbau. Bauingenieur, 76, Juli/August 2001, 314-325
- Katzenbach, R., Weidle, A., Hoffmann, H. (2001b)
Jet grouting - Chances of risk assessment based on probabilistic methods. Proceedings of XVth International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (ICSMGE), Istanbul, Turkey, Vol.3, 1763-1766
- Katzenbach, R., Weidle, A. (2002)
Recent Advances in jet grouting, 4th International Conference on Ground Improvement Techniques, Kuala Lumpur, Malaysia, 63-74
- Katzenbach, R., Weidle, A. (2004)
Difficult underpinning works – loss of bearing capacity and serviceability caused by swelling. International Symposium on Ground Improvement – ASEP-GI 2004, Paris, 193-202
- Katzenbach, R., Weidle, A. (2005)
Loss of bearing capacity caused by ettringite-induced damage of cement-stabilized soil. International Conference on Deep Mixing – Best Practise and Recent Advances 2005 Stockholm, Sweden, 257-362
- Katzenbach, R., Weidle, A., Hoffmann, H. (2004)
Tilting of a historic facade during construction works – geotechnical cause and effect on the stiffening system. 5th International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering, New York, USA, Paper No. 7.04

- Katzenbach, R., Weidle, A., Kurze, S. (2012)
Baugrund und Grundwasser – Erkundungsproblematik. Baugrundrisiko und technische Risiken. 39. Baurechtstagung der Arge Baurecht des Deutschen Anwaltvereins, Berlin, 22 Seiten
- Katzenbach, R., Leppla, S., Weidle, A., Choudhury, D. (2013)
Aspects regarding management of soil risk. 4th International Seminar on Forensic Geotechnical Engineering, Bengaluru, India
- Katzenbach, R., Leppla, S., Ramm, H., Weidle, A. (2014)
Cost effective project executions by soil improvement technologies and new design procedures. GeoStructure Asia Conference, Singapur, 3 Seiten
- Keller Holding GmbH
Das Soilcrete®-Verfahren. Prospekt 67-03D
- Keller, P., Mosthof, A., Laptev, V., Gilde, S. (2002)
Gipskeuper: Baugrundrisiken durch die Bildung von Ettringit-Thaumasit. Bauen in Boden und Fels, 3. Kolloquium der Technischen Akademie Esslingen, 387-400
- Khatri, R.P., Sirivivatnanon, V. (1997)
Role of permeability in sulphate attack. Cement and Concrete Research, Vol. 27, No. 8, 1179-1189
- Knoblauch H., Schneider, U. (1995)
Bauchemie. Werner-Verlag, Düsseldorf, 4. Auflage, 403 Seiten
- Knopp, J., Moormann, Chr. (2016a)
Ettringittreiben in bindemittelbehandelten, sulfathaltigen Böden. 10. Kolloquium Bauen in Boden und Fels, Technische Akademie Esslingen, Ostfildern, 417-422
- Knopp, J., Moormann, Chr. (2016b)
Ettringite swelling in the treatment of sulfate-containing soils used as subgrade for road constructions. Advances in Transportation Geotechnics 3, 3rd International conference on Transportation Geotechnics, Vol. 143, 128-137
- Knopp, J., Moormann, Chr. (2017)
Influence of the binder content and type of binder on ettringite swelling in the treatment of sulfate-containing soils. Proceedings of the 19th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Seoul, 2547-2550
- Kohler, E. (1981)
Mineralreaktionen bei der Stabilisierung von bindigem Baugrund. Berichte von der 3. Nationalen Tagung für Ingenieurgeologie, Ansbach, 21-32

- Kollmann, H. (1978)
Mineralogische Untersuchungen über Ausblühungs- und Treiberscheinungen an Baustoffen durch Sulfate. Giessener Geologische Schriften, Heft Nr. 18
- Kollmann, H., Strübel, G., Trost, F. (1976)
Experimentelle Untersuchungen über Treibkernbildungen. Giessener Geologische Schriften, Heft Nr. 9
- Konertz, K., Schwinn, K.H. (1990)
Zur bautechnischen Beschreibung des tertiären Flinzes. Geotechnik, 13, 61-66
- Krysta, M., Hecht, Th. (2018)
Erfahrungen mit Schäden durch Ettringit-/Thaumasittreiben im Straßenbau. Konstruktiver Ingenieurbau, Heft 3, 4-12
- Ksaibati, K., Huntington, G. (1999)
Sulfate attack in cement-treated bases. Road & Transport Research, Vol. 8, No. 1, 29-41
- Kujala, K. (1983)
The use of gypsum in deep stabilization. Proceedings of the 8th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Helsinki, 925-928
- Kujala, K., Nieminen, P. (1983)
On the reactions of clays stabilized with gypsum lime. Proceedings of the 8th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Helsinki, 929-932
- Kumar, S., Rao, C.V.S. (1995)
Strength loss in concrete due to varying sulfate expositions. Cement and Concrete Research, Vol. 25, No. 1, 57-62
- Kutzner, Chr. (1991)
Injektionen im Baugrund. Ferdinand Enke Verlag, Stuttgart, 370 Seiten
- Lagaly, G. (1993)
Reaktionen der Tonminerale. Tonminerale und Tone, Hrsg. K. Jasmund / G. Lagaly, Steinkopff Verlag, Darmstadt, 89-167
- Lagaly, G., Schulz, O. Zimehl, R. (1997)
Dispersionen und Emulsionen. Steinkopff Verlag, Darmstadt, 560 Seiten
- Lehmann, J. (1874)
Über den Ettringit, ein neues Mineral in Kalkeinschlüssen der Lava von Ettringen (Laacher Gebiet). Neues Jahrbuch für Mineralogie, Geologie und Paläontologie, E. Schweizerbart'sche Verlagshandlung (E. Koch), Stuttgart, 273-275

- Leifeld, G., Münchberg, W., Stegmaier, W. (1970)
Ettringit und Thaumasit als Treibursache in Kalk-Gips-Putzen. Zement-Kalk-Gips. 22, Heft 4, 174-177
- Little, D.N., Nair, S., Herbert, B. (2010)
Addressing Sulfate-Induced Heave in Lime Treated Soils. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 110-118
- Locher, F.W. (1976a)
Die Festigkeit des Zements. Beton 26, Heft 7, 247-249
- Locher, F.W. (1976b)
Die Festigkeit des Zements. Beton 26, Heft 8, 283-286
- Locher, F.W. (2000)
Zement - Grundlagen der Herstellung und Verwendung. Verlag Bau + Technik, Düsseldorf, 522 Seiten
- Locher, F.W., Richartz, W., Sprung, S., Rechenberg, W. (1983)
Erstarren von Zement Teil 4: Einfluss der Lösungszusammensetzung. Zement-Kalk-Gips, 36, Heft 4, 224-231
- Löfroth, H. (2005)
Properties of 10-year-old lime-cement columns. Proceedings of the International Conference on Deep Mixing, Stockholm, 119-127
- Lunardi, P. (1997)
Ground improvement by means of jet-grouting. Ground Improvement 003 (Issue 1), 65-85
- Madsen, F.T., Müller-Vonmoos, M. (1988)
Das Quellverhalten der Tone. Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, ETH-Zürich, Nr. 133, 39-56
- Mather, B. (1996)
Letter to the editor: Ettringite Terminology. Cement and Concrete Research, Vol. 26, No. 11, 1745
- Matthes, S. (2001)
Mineralogie. 6. Auflage, Springer-Verlag, Berlin-Heidelberg-New York, 507 Seiten
- Mehta, P.K. (1983)
Mechanism of Sulphate Attack on Portland Cement Concrete – Another Look. Cement & Concrete Research 13, No. 3, 401-406

- Mehta, P.K., Wang, S. (1982)
Expansion of Ettringite by water adsorption. Cement and Concrete Research, Vol. 12, 121-122
- Merkblatt für Bodenverfestigungen und Bodenverbesserungen mit Bindemitteln (2004)
Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, Arbeitsgruppe „Erd- und Grundbau“, FGSV-Verlag, Köln
- Michaelis, W. (1892)
Der Cementbazillus. Tonindustrie-Zeitung 16, Heft 6, 105-106
- Mitchell, J.K. (1976)
The properties of cement-stabilized soils Proceedings of the residential workshop „Materials and Methods for Low cost Road, Rail and Reclamation Works“. University of New South Wales, Australia, 365-404
- Mitchell, J.K. (1986)
Practical Problems from surprising soil behaviour. ASCE, Vol. 112, No. 3, 259-289
- Mitchell, J.K., Dermatas, D. (1992)
Clay Soil Heave Caused by Lime-Sulfate Reactions. Innovations and Uses for Lime, ASTM STP 1135, Herausg. Walker, Hardy, Hofman & Stanley, Philadelphia, 41-64
- Mortimer, Ch.E. (1987)
Chemie · Das Basiswissen der Chemie. Georg Thieme Verlag, Stuttgart, New York, 5. Auflage, 660 Seiten
- Müllauer, W. (2013)
Mechanismen des Sulfatangriffs auf Beton – Phasenneubildungen und Expansionsdrücke in Mörteln unter Na₂SO₄ Belastung. Dissertation an der Technischen Universität München, 156 Seiten
- Müllauer, W., Beddoe, R.E., Heinz, D. (2009)
Die Mechanismen des Sulfatangriffs – Einfluss von Bindemittelzusammensetzung und Umgebungsbedingungen. 17. ibausil, Bauhaus-Universität Weimar
- Mulenga, D.M., Nobst, P., Stark, J. (2001)
Thaumasitbildung in Beton als Folge des Sulfatangriffs. Beiträge zur Baustoffforschung 2001, F.-A. Finger Institut für Baustoffkunde, Heft 5/6, 47. Jahrgang
- Navin, M.P., Filz, G.M. (2005)
Statistical analysis of strength data from ground improved with DMM Columns. Proceedings of the International Conference on Deep Mixing, Stockholm, 145-154

- Neville, A. (2004)
The confused world of sulfate attack on concrete. *Cement and Concrete Research*, Vol. 34, 1275-1296
- Odler, I. (1997)
Letter to the editor Ettringite Nomenclature. *Cement and Concrete Research*, 27, No. 3, 473-474
- Odler, I., Colán-Subauste, J. (1999)
Investigations on cement expansion associated with ettringite formation. *Cement and Concrete Research*, No. 29, 731-735
- Ozol, M.A., Strand, W. (2000)
Delayed ettringite formation at Brewer Stadium, Boone, North Carolina. *Cement, Concrete and Aggregates*, ASTM, 22, No. 1, 24-32
- Petry, T.M., Little, D.N. (1992)
Update on Sulfate-Induced Heave in Treated Clays; Problematic Sulfate Levels. *Transportation Research Board; Transport. Research Record* 1362, 51-55
- Poon, C.S., Shui, Z.H., Lam, L, Fok, H., Kou, S.C. (2004)
Influence of moisture states of natural and recycled aggregates on the slump and compressive strength of concrete. *Cement and Concrete Research*, 34, 31-36
- Porbaha, A. (1998)
State of the art in deep mixing technology. Part I: Basic concepts and overview. *Ground Improvement* 2, No. 2, 82-92
- Porbaha, A. (2000)
State of the art in deep mixing technology. Part IV: design considerations. *Ground Improvement* 4, No. 3, 111-125
- Porbaha, A. (2002)
State of the art in quality assessment of deep mixing technology. *Ground Improvement* 6, No. 3, 95-120
- Porbaha, A., Shibuya, S., Kishida, T. (2000)
State of the art in deep mixing technology. Part III: geomaterial characterization. *Ground Improvement* 4, No. 3, 91-110
- Porbaha, A., Tanaka, H., Kobayashi, M. (1998)
State of the art in deep mixing technology. Part II: Applications. *Ground Improvement* 2, No. 3, 125-139
- Powers, T.C. (1947)
A Discussion of Cement Hydration in Relation to the Curing of Concrete. *Proceedings of the Annual Meeting of the Highway Research Board*, Band 27

- Puppala, A.J., Griffin, J.A., Hoyos, L.R., Chomtid, S. (2004)
Studies on Sulfate-Resistant Cement Stabilization Methods to Address Sulfate-Induced Soil Heave. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 130, No. 4, 391-402
- Puppala, A.J., Hanchanloet, M.J. Burkart B. (1999)
Assessment of Sulfate Induced Heave by Mineralogical and Swell Tests. XI Panamerican Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Foz do Iguassu, Brazil, Vol. 1, 147-153
- Puppala, A.J., Viyanant, Ch., Kruzic, A.P., Perrin, L. (2002)
Evaluation of a Modified Soluble Sulfate Determination Method for Fine-Grained Cohesive Soils. *Geotechnical Testing Journal*, GTJODJ, Vol. 25, No. 1, 85-94
- Reschke, T. (2003)
Einfluss der Granulometrie der Feinstoffe auf die Gefüge- und Festigkeitsentwicklung von Mörtel und Beton. *Festschrift zum 60. Geburtstag von Prof. Dr.-Ing. habil. Jochen Stark*, F.A. Finger-Institut für Baustoffkunde, Bauhaus-Universität Weimar, 100-105
- Rollings, M.P., Rollings, R.S. (2003)
Sulfate Attack on Bound Bases. *Transportation Research Board 2003, Annual Meeting CD-Rom*
- Rollings, R.S., Burkes, J.P., Rollings, M.P. (1999)
Sulfate Attack on Cement-Stabilized Sand. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, May 1999, 364-372
- Roy, A., Wang, L. Seals, R.K., Metcalf, J.B. (2003)
Stabilization Techniques for Reactive Aggregate in Soil-Cement Base Course. *Technical Report LTRC Project No. 00-4GT for Louisiana Department of Transportation and Development*, Louisiana Transportation Research Center.
- Santhanam, M. Cohen, M.D., Olek, J. (2001)
Sulfate attack research – whither now? *Cement and Concrete Research*, Vol. 31, 845-851
- Santhanam, M. Cohen, M.D., Olek, J. (2002a)
Modeling of the effects of solution temperature and concentration during sulfate attack on cement mortars. *Cement and Concrete Research*, Vol. 32, 585-592
- Santhanam, M. Cohen, M.D., Olek, J. (2002b)
Mechanism of sulfate attack: A fresh look – Part 1: Summary of experimental results. *Cement and Concrete Research*, Vol. 32, 915-921
- Santhanam, M. Cohen, M.D., Olek, J. (2003)
Mechanism of sulfate attack: A fresh look – Part 2: Proposed mechanisms. *Cement and Concrete Research*, Vol. 33, 341-346

- Scherer, G.W. (1999)
Crystallization in pores. Cement and Concrete Research, Vol. 29, No. 8, 1347-1358
- Schetelig, K., Kliesch, K., Peters, F. (1987)
Untersuchungen zum Gefüge und zum Einfluss mineralogischer und chemischer Faktoren auf den Quelldruck überkonsolidierter Tone von Frankfurt/Main. Vorträge der 6. Nationalen Tagung für Ingenieurgeologie, Aachen, Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau e.V. und Deutsche Geologische Gesellschaft e.V., 125-134
- Scholz-Solbach, K. (2004)
Thermische Effekte der tiefgründigen Bodenstabilisierung mit Branntkalk-Boden-Säulen. Dissertation an der Fakultät Bauingenieurwesen der Bauhaus-Universität Weimar, dissertation.de, Verlag im Internet, 214 Seiten
- Schulze, E., Muhs, H. (1967)
Bodenuntersuchungen für Ingenieurbauten. 2. Auflage, Springer Verlag, Berlin · Heidelberg · New York, 723 Seiten
- Sherwood, P.T. (1958)
Effect of Sulfates on Cement-Stabilized Clay. Cement-Soil Stabilisation, Highway Research Board, Bulletin 198, Washington, 45-54
- Sherwood, P.T. (1962)
Effect of Sulfates on Cement- and Lime-Stabilized Soils. Highway Research Board, Bulletin 1946, Washington, 98-107
- Sherwood, P.K. (1993)
Soil Stabilization with Cement and Lime · State-of-the art review. Transport Research Laboratory, Department of Transport
- Skalny, J., Odler, I., Young, F. (2000)
Discussion of the paper "Sulfate attack, or is it?" by W.G. Hime and B. Mather. Cement and Concrete Research, Vol. 30, 161-162
- Sondermann, W. (2012)
Die Reichweite des Schneidstrahls beim Düsenstrahlverfahren – Einflussfaktoren. Vorträge der 32. Baugrundtagung 2012, Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V., Mainz, 89-94
- Sondermann, W., Kirsch, F. (2018)
Baugrundverbesserung und Injektionen. Grundbau-Taschenbuch, Teil 2: Geotechnische Verfahren, Hrsg. K. J. Witt, 8. Auflage, 167-252

- Sondermann, W., Wehr, W. (2002)
Trockenpulver-Einmisch-Technik (TET) als Baugrundverbesserung für einen 500m langen Hafendamm. Vorträge zur Baugrundtagung 2002 in Mainz, Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V., Mainz, 329-335
- Soos, v. P. (1966)
Baugrund und Gründungsprobleme in München. Baugrundtagung München, Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau (DGEG), 371-386
- Soos, v. P. (1975)
Erfahrungen beim Bau unterirdischer Verkehrsbauten im Münchner Flinz. Vorträge und Diskussionen anlässlich eines Kolloquiums über Felsbaumechanik bei der Sicherung oberflächennaher Tunnel und tiefer Baugruben in halbfestem Fels und überkonsolidierten Böden am 5. Oktober 1973, Veröffentlichung des Instituts für Bodenmechanik u. Felsmechanik der Universität Fridericiana in Karlsruhe, Heft 63, 89-116
- Sridharan, A., Rao, S.M., Gajarajan, V.S. (1990)
Effect of Sulfate contamination on the Volume Change Behavior of Bentonite. Physico-Chemical Aspects of Soil and Related Materials, ASTM STP 1095, ed. Hoddinott und Lamb, American Society for Testing and Materials, Philadelphia, 60-68
- Stark, J. (2002)
Ursachen von Hebungsvorgängen im Bereich eines HDI-Körpers. Prof. Dr.-Ing. habil. J. Stark, F.A.Finger-Institut für Baustoffkunde, Bauhaus-Universität Weimar (unveröffentlicht)
- Stark, J., Bollmann, K. (2000)
Ettringitbildung im erhärteten Beton – ein oder kein Problem? Beton- und Stahlbetonbau 95, Heft 2, 104-110
- Stark, J., Ludwig, H.-M. (1994)
Frost- und Frost-Tausalz-Widerstand von Beton – ein rein physikalisches Problem? Wissenschaftliche Zeitschrift der Hochschule für Architektur und Bauwesen – Weimar, Vol. 40, No. 5/6/7, 95-104
- Stark, J., Wicht, B. (2000)
Zement und Kalk – Der Baustoff als Werkstoff. Hrsg. F.A. Finger-Institut für Baustoffkunde der Bauhaus-Universität Weimar; BAU PRAXIS Birkhäuser Verlag, Basel · Boston · Berlin
- Stark, J., Wicht, B. (2001)
Dauerhaftigkeit von Beton – Der Baustoff als Werkstoff. Hrsg. F.A. Finger-Institut für Baustoffkunde der Bauhaus-Universität Weimar; BAU PRAXIS Birkhäuser, Basel · Boston · Berlin

- Stark, J., Freyburg, S., Knorr, M. (2009)
Schädigende Ettringitbildung durch Schichtsilikate bei Bodenstabilisierung mit hydraulischen Bindemitteln. 17. ibausil, Bauhaus-Universität Weimar
- Stark, J., Möser, B., Eckart, A. (2001)
Zementhydratation - neue Ansätze. Zement-Kalk-Gips, Heft 01 und 02, 2001
- Struble, L.J., Brown, P.W. (1986)
Heats of dehydration and specific heats of compounds found in concrete and their potential for thermal energy storage. Solar Energy Materials, 14, 1-12
- Subauste, J.C., Odler, I. (2002)
Stresses generated in expansive reactions of cementitious systems. Cement and Concrete Research 32, 117-122
- Tasang, W.A., Cripps, J.C., Lynsdale, C.J. (1998)
Aggregate-cement chemical reactions. Cement and Concrete Research, Vol. 28, No. 7, 1037-1048
- Tasang, W.A., Lynsdale, C.J., Cripps, J.C. (1999)
Aggregate-cement paste interface – Part I: Influence of aggregate chemistry. Cement and Concrete Research, Vol. 29, 1019-1025
- Taylor, H.F.W., Famy, C., Scrivener, K.L. (2001)
Delayed ettringite formation. Cement and Concrete Research, Vol. 31, 683-693
- Terashi, M. (1997)
Theme lecture: Deep mixing method - Brief state of the art. Proceedings of the Fourteenth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering Vol. 4, Hamburg, 2475-2478
- Terzaghi, K., Peck, R.B. (1961)
Die Bodenmechanik in der Baupraxis. Springer Verlag, Berlin - Göttingen - Heidelberg. 585 Seiten
- Thomas, M.D.A., Kettle, R.J., Morton, J.A. (1989)
Expansion of Cement-Stabilized Minestone due to the Oxidation of Pyrite. Transportation Research Record 1219, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C., 113-120
- Thuro, K. (1993)
Der Pulver-Quellversuch – ein neuer Quellhebungsversuch. Geotechnik 16, 101-106
- Tokunaga, S., Miura, H., Otake, T. (2005)
Laboratory tests on effect of cement content on permeability of cement treated soils. Deep Mixing '05, International Conference on Deep Mixing; Contents Proceeding. Stockholm, 397-402

- Trunk, U., Breitsprecher, G. (2006)
Vergleich von Verbausystemen unter Nutzung der Düsenstrahltechnik für die Umschließung von Baugruben. 2. Hans Lorenz Symposium, Veröffentlichungen des Grundbauinstitutes der Technischen Universität Berlin, Heft Nr. 40, 107-122
- Tsatsos, N., Dermatas, D. (1998)
Correlation between mineralogy and swelling of lime-treated contaminated soil mixes. Environmental Geotechnics. Seco e Pinto (ed.), Balkema, Rotterdam, 473-478
- Wachholz, T., Kayser, J., Wittke, B., Wittke-Gattermann, P., König, K. (2000)
Planung, Konzeption der Schleuse Uelzen II und Berechnung der Baugrube. Vorträge der Baugrundtagung 2000 in Hannover, Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V., Hannover, 67-78
- Wang, L. (2002)
Cementitious stabilization of soils in the presence of sulfate. Dissertation, Louisiana State University, 110 Seiten
- Wang, L., Glasser, F.P. (1986)
Hydration of calcium sulfoaluminate cements. Advances in Cement Research, 31, Vol. 8, 127-134
- Wang, L., Roy, A., Tittsworth, R., Seals, R.K. (2004)
Mineralogy of Soil Susceptible to Sulfate Attack after Stabilization. Journal of Materials in Civil Engineering, ASCE, Issue 4, July/Aug. 2004, 375-382
- Weidle, A. (2004)
Verlust der Standsicherheit und Gebrauchstauglichkeit einer Unterfangung infolge schädigender Ettringitbildung. 28. Baugrundtagung – Spezialsitzung “Forum für junge Geotechnik-Ingenieure”, Leipzig, 22.-25.9.2004
- Wieker, W., Herr, R. (1989)
Zu einigen Problemen der Chemie des Portlandzements. Zeitschrift für Chemie, 29, Heft 9, 321-327
- Wetzel, K. (1967)
Reaktionen von Erdalkalihydroxiden mit Tonmineralien in wässriger Suspension. Dissertation RWTH Aachen, 114 Seiten
- Wilkinson, A., Haque, A., Kodikara, J., Adamson, J., Christie, D. (2005)
Physico-chemical aspects of cementitious slurry design for the stabilization of reactive soils. Proceedings of the Sixteenth International Conference of Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (ISSMGE), Osaka, Japan, 1813-1816

- Wischers, G., Richartz, W. (1982)
Einfluß der Bestandteile und der Granulometrie des Zementes auf das Gefüge des Zementsteins. Beton-Verlag GmbH, Düsseldorf, 35 Seiten
- Witt, K. J. (2002)
Zement-Kalk-Stabilisierung von Böden. Geotechnik-Seminar Weimar 2002 - Geotechnik im Verkehrswegebau. Schriftenreihe Geotechnik, Heft 07, Bauhaus-Universität Weimar, 1-12
- Wittke, W., Wittke-Gattermann, P. (2006)
Statische Untersuchungen zum Zusammenwirken einer rückverankerten, nach dem Düsenstrahlverfahren hergestellten Baugrubensohle mit den Schlitzwänden am Beispiel der Schleuse Uelzen II. Baugrube für die Schleuse Uelzen II - Rückwärtig verankertes DSV-Gewölbe. Hrsg. Wittke, W., VGE-Verlag GmbH, Aachen, 25-52
- Wolbring, R., Schwarz, H., Quick, H., Vogler, M. (2000)
Neue Erkenntnisse bei der Herstellung von HDI-Dichtblöcken am Beispiel U5 Berlin. Vorträge der Baugrundtagung 2000 in Hannover, Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V., Hannover, 239-248
- Yan, P., Peng, J., Qin, X. (2002)
Behaviour and the controlling factor of delayed ettringite formation in shrinkage-compensation massive concrete. Magazine of Concrete Research, 54, No. 5, 315-319
- Yang, D.S., Coutu, C.J., Scheibel, L.L. (2004)
Quality control of cement deep soil mixing work for the Port of Oakland projects. Proceedings of the 5th International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering, New York, USA, Paper No. 8.42
- Yang, R., Lawrence, C.D., Sharp, J.H. (1996)
Delayed ettringite formation in 4-year old cement pastes. Cement and Concrete Research, Vol. 26, No. 11, 1649-1659
- Yang, R., Lawrence, C.D., Sharp, J.H. (1999)
Effect of type of aggregate on delayed ettringite formation. Advances in Cement Research, Vol. 11, No. 3, 119-132
- Yang, R., Lynsdale, C.J., Sharp, J.H. (2002)
Reply to the discussion by W. Hime of the "Reply to the discussion by S. Chatterji of the paper: Delayed ettringite formation in heat-cured Portland cement mortars". Cement and Concrete Research, Vol. 32, 993-994
- Zement-Merkblatt Betontechnik B2
Gesteinskörnung für Normalbeton. B2 01.2012, 12 Seiten

Zement-Merkblatt Betontechnik B20

Zusammensetzung von Normalbeton - Mischungsberechnung. B20 02.2017, 20
Seiten

ZTV E-StB 17 (2017)

Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Erdarbeiten im
Straßenbau, FGSV-Verlag, Köln

Normenverzeichnis

DIN 1045-2

Tragwerke aus Beton Stahlbeton und Spannbeton, Teil 2: Beton – Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität – Anwendungsregeln zu DIN EN 206-1. Ausgabe 2008-08

DIN 1164-10

Zement mit besonderen Eigenschaften - Teil 10: Zusammensetzung, Anforderungen und Übereinstimmungsnachweis von Zement mit niedrigem wirksamen Alkaligehalt. Ausgabe 2013-03

DIN 1164-11

Zement mit besonderen Eigenschaften - Teil 11: Zusammensetzung, Anforderungen und Übereinstimmungsnachweis von Zement mit verkürztem Erstarren. Ausgabe 2003-11

DIN 1164-12

Zement mit besonderen Eigenschaften - Teil 12: Zusammensetzung, Anforderungen und Übereinstimmungsnachweis von Zement mit einem erhöhten Anteil an organischen Bestandteilen. Ausgabe 2005-06

DIN 4020

Geotechnische Untersuchungen für bautechnische Zwecke – Ergänzende Regelungen zu DIN EN 1997-2. Ausgabe Oktober 2010-12

DIN 4030-1

Beurteilung betonangreifender Wässer, Böden und Gase – Teil 1: Grundlagen und Grenzwerte. Ausgabe 2008-06

DIN 4030-2

Beurteilung betonangreifender Wässer, Böden und Gase – Teil 2: Entnahme und Analyse von Wasser- und Bodenproben. Ausgabe 2008-06

DIN 18122-2

Baugrund; Untersuchung von Bodenproben – Zustandsgrenzen (Konsistenzgrenzen) – Teil 2: Bestimmung der Schrumpfgrenze. Ausgabe 2000-09

DIN 18128

Baugrund; Untersuchung von Bodenproben – Bestimmung des Glühverlustes. Ausgabe 2002-12

DIN 18129

Baugrund, Untersuchung von Bodenproben – Kalkgehaltsbestimmung. Ausgabe 2011-07

DIN 18132

Baugrund, Versuche und Versuchsgeräte – Bestimmung des Wasseraufnahmevermögens. Ausgabe 2012-04

DIN 18321

VOB Vergabe- und Vertragsordnung für Bauleistungen - Teil C: Allgemeine Technische Vertragsbedingungen für Bauleistungen (ATV) – Düsenstrahlarbeiten. Ausgabe 2016-09

DIN 18135

Baugrund – Untersuchung von Bodenproben – Eindimensionaler Kompressionsversuch. Ausgabe 2012-04

DIN 18196

Erd- und Grundbau – Bodenklassifikation für bautechnische Zwecke. Ausgabe 2011-05

DIN EN 196-3

Prüfverfahren für Zement – Teil 3: Bestimmung der Erstarrungszeiten und der Raumbeständigkeit. Ausgabe 2017-03

DIN EN 197-1

Zement – Teil 1: Zusammensetzung, Anforderungen und Konformitätskriterien von Normalzement. Ausgabe 2011-01

DIN EN 206

Beton - Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität. Ausgabe 2017-01

DIN EN 1537

Ausführung von Arbeiten im Spezialtiefbau – Verpressanker. Ausgabe 2014-07

DIN EN 1997-1

Eurocode 7 - Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik - Teil 1: Allgemeine Regeln. Ausgabe 2014-03

DIN EN 1997-1/NA

Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter - Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik - Teil 1: Allgemeine Regeln. Ausgabe 2010-12

DIN EN 1997-2

Eurocode 7 - Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik - Teil 2: Erkundung und Untersuchung des Baugrunds. Ausgabe 2010-10

DIN EN 1997-2/NA

Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter - Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik - Teil 2: Erkundung und Untersuchung des Baugrunds. Ausgabe 2010-12

DIN EN 12620

Gesteinskörnungen für Beton. Ausgabe 2008-07

DIN EN 12716

Ausführung von besonderen geotechnischen Arbeiten (Spezialtiefbau) – Düsenstrahlverfahren (Hochdruckinjektion, Hochdruckbodenvermörtelung, Jetting). Ausgabe 2001-12

DIN EN 14647

Tonerdezement – Zusammensetzung, Anforderungen und Konformitätskriterien. Ausgabe 2006-11

DIN EN 14647 Berichtigung 1

Tonerdezement - Zusammensetzung, Anforderungen und Konformitätskriterien. Ausgabe 2007-04

DIN EN 14679

Ausführung von besonderen geotechnischen Arbeiten (Spezialtiefbau) - Tiefreichende Bodenstabilisierung. Ausgabe 2005-07

DIN EN 15743

Sulfathüttenzement – Zusammensetzung, Anforderungen und Konformitätskriterien. Ausgabe 2015-06

DIN EN ISO 14688-1

Geotechnische Erkundung und Untersuchung - Benennung, Beschreibung und Klassifizierung von Boden - Teil 1: Benennung und Beschreibung (ISO 14688-1:2017). Ausgabe 2018-05

DIN EN ISO 17892-1

Geotechnische Erkundung und Untersuchung - Laborversuche an Bodenproben -
Teil 1: Bestimmung des Wassergehalts (ISO 17892-1:2014). Ausgabe 2015-03

DIN EN ISO 17892-2

Geotechnische Erkundung und Untersuchung - Laborversuche an Bodenproben -
Teil 2: Bestimmung der Dichte des Bodens (ISO 17892-2:2014). Ausgabe 2015-03

DIN EN ISO 17892-3

Geotechnische Erkundung und Untersuchung - Laborversuche an Bodenproben -
Teil 3: Bestimmung der Korndichte (ISO 17892-3:2015). Ausgabe 2016-07

DIN EN ISO 17892-4

Geotechnische Erkundung und Untersuchung - Laborversuche an Bodenproben -
Teil 4: Bestimmung der Korngrößenverteilung (ISO 17892-4:2016). Ausgabe 2017-04

DIN EN ISO 17892-5

Geotechnische Erkundung und Untersuchung - Laborversuche an Bodenproben -
Teil 5: Ödometerversuch mit stufenweiser Belastung (ISO 17892-5:2017). Ausgabe 2017-08

DIN EN ISO 17892-7

Geotechnische Erkundung und Untersuchung - Laborversuche an Bodenproben -
Teil 7: Einaxialer Druckversuch (ISO 17892-7:2017). Ausgabe 2018-05

DIN EN ISO 17892-12

Geotechnische Erkundung und Untersuchung - Laborversuche an Bodenproben -
Teil 12: Bestimmung der Fließ- und Ausrollgrenzen (ISO 17892-12:2018). Ausgabe 2018-10

DIN SPEC 18537

Ergänzende Festlegungen zu DIN EN 1573:2014-07, Ausführungen von Arbeiten
im Spezialtiefbau – Verpressanker. Ausgabe 2017-11

Mitteilungen des Institutes und der Versuchsanstalt für Geotechnik der Technischen Universität Darmstadt

Mitteilungen der Versuchsanstalt für Bodenmechanik und Grundbau der TH Darmstadt

Hrsg.: o. Prof. Dr.-Ing. Herbert Breth

- Nr. 1 Beitrag zur Berechnung von Gründungsbalken und einseitig ausgesteiften
Gründungsplatten unter Einbeziehung der Steifigkeit von rahmenartigen Hochbauten.
Dr.-Ing. Heinrich Sommer, Februar 1965
- Nr. 2 Aktuelle Probleme im Staudammbau.
Veröffentlichungen in den Jahren 1966 und 1967
- Nr. 3 Über den Einfluß eines dünnwandigen, im Boden verlegten Rohres auf das
Tragverhalten des Bodens.
Dr.-Ing. Karl-Heinz Schwinn, Januar 1968
- Nr. 4 Das Tragverhalten des Frankfurter Tons bei im Tiefbau auftretenden Beanspruchungen.
Prof. Dr.-Ing. Herbert. Breth, Dipl.-Ing. Ekkehart Schultz, Dipl.-Ing. Dieter Stroh, April
1970
- Nr. 5 Zur Frage der Erosionssicherheit unterströmter Erdstaudämme.
Dr.-Ing. Klaus Günther, Juni 1970
- Nr. 6 Ermittlung der rheologischen Zustandsgleichung eines Lehmes mit Hilfe einer
neuentwickelten Versuchsanlage.
Dr.-Ing. Dietrich Fedder, Dezember 1970
- Nr. 7 Beiträge in den Jahren 1968 bis 1970.
- Nr. 8 Der Einfluß der Steifigkeit von Stahlbetonskelettbauten auf die Verformung und die
Beanspruchung von Gründungsplatten auf Ton.
Dr.-Ing. Heinz Heil, Juni 1971
- Nr. 9 Der Einfluß von Fundamentlasten auf die Größe und Verteilung des Erddrucks auf
biegsame, abgesteifte Baugrubenwände.
Dr.-Ing. Robert Wanoschek, März 1972
- Nr. 10 Das Verformungsverhalten des Frankfurter Tons beim Tunnelvortrieb.
Dipl.-Ing. Gerd Chambosse, Februar 1972
- Nr. 11 Beiträge in den Jahren 1972 und 1973.
- Nr. 12 Messungen an einer verankerten Baugrubenwand.
Dipl.-Ing. Wolfhard Romberg, Dezember 1973
- Nr. 13 Berechnung verankerter Baugruben nach der Finite Element Methode.
Dr.-Ing. Dieter Stroh, Juni 1974
- Nr. 14 Ein Beitrag zur Klärung des Tragverhaltens einfach verankerter Baugrubenwände.
Dr.-Ing. Gert-Peter Schmitt, Juli 1974
- Nr. 15 Verformungsverhalten des Baugrundes beim Baugrubenaushub und anschließendem
Hochhausbau am Beispiel des Frankfurter Tons.
Dr.-Ing. Peter Amann, Prof. Dr.-Ing. Herbert Breth, Dr.-Ing. Dieter Stroh, Juni 1975

- Nr. 16 Ermittlung des Tragverhaltens einer mehrfach verankerten Baugrubenwand durch Modellversuche.
Dr.-Ing. Reinhard Wolff, Juni 1975
- Nr. 17 Die instationäre Brunnenströmung im anisotropen Grundwasserleiter mit freier Oberfläche.
Dr.-Ing. Thomas Klüber, November 1975
- Nr. 18 Spannungen und Verformungen in hohen Dämmen im Bauzustand.
Dr.-Ing. Gunter Hardt, Januar 1976
- Nr. 19 Beiträge in den Jahren 1974 bis 1977

Sonderheft:
Beiträge zu Staudambau und Bodenmechanik.
Festschrift zum 65. Geburtstag von o. Prof. Dr.-Ing. H. Breth, Darmstadt, 1978
- Nr. 20 Spannungen und Verformungen in hohen Steinschüttdämmen im Bauzustand unter besonderer Berücksichtigung von Talform und Hangrauhigkeit.
Dr.-Ing. Heinz Czapla, März 1979
- Nr. 21 Beitrag zur Berechnung von Gründungsplatten - Eine vergleichende Studie.
Dr.-Ing. Horst Rückel, August 1979
- Nr. 23 Beitrag zum Spannungs- Verformungsverhalten der Böden.
Dr.-Ing. M. Ulvi Arslan, Dr.-Ing. Rainer Wanninger, August 1980
- Nr. 24 Entwicklungstendenzen beim Bau und der Berechnung oberflächennaher Tunnel in bebautem Stadtgebiet.
Dr.-Ing. Rolf Katzenbach, November 1981

Mitteilungen des Institutes für Grundbau, Boden- und Felsmechanik der TH Darmstadt

Hrsg.: Prof. Dr.-Ing. Eberhard Franke

Sonderheft:
Beiträge zu Staudambau und Bodenmechanik.
Festschrift zum 70. Geburtstag von o. Prof. em. Dr.-Ing. H. Breth
Darmstadt, 1983

- Nr. 25 Großversuche zur Ermittlung des Tragverhaltens von Pfahlreihen unter horizontaler Belastung.
Dr.-Ing. Hans-Gottfried Schmidt, Januar 1986

Sonderheft:
Beiträge zum Symposium Pfahlgründungen, 12./13.3.1986 in Darmstadt.
Darmstadt, 1986
- Nr. 26 Pfahlgruppen in geschichtetem Boden unter horizontaler dynamischer Belastung.
Dr.-Ing. Hans Georg Hartmann, April 1986
- Nr. 27 Zur Frage der Standsicherheit verankerter Stützwände auf der tiefen Gleitfuge.
Dr.-Ing. Michael H. Heibaum, April 1987
- Nr. 28 Tragverhalten von Pfahlgruppen unter Horizontalbelastung.
Dr.-Ing. Eberhard Klüber, März 1988
- Nr. 29 Untersuchungen über den Primärspannungszustand in bindigen überkonsolidierten Böden am Beispiel des Frankfurter Untergrundes.
Dr.-Ing. Hermann Mader, Februar 1988

- Nr. 30 Coulombsches Extremalprinzip und Schranken des Erddrucks.
Prof. Dr.-Ing. Thomas Dietrich und Dr.-Ing. Ulvi Arslan, Juni 1989
- Nr. 31 Beitrag zur Beschreibung des Materialverhaltens bindiger Böden unter allgemeiner nichtmonotoner Belastung.
Dr.-Ing. Gerhard Muth, Juli 1989

**Mitteilungen des Institutes und der Versuchsanstalt für Geotechnik der
TU Darmstadt**

Hrsg.: Prof. Dr.-Ing. Rolf Katzenbach

- Nr. 32 Festvorträge zum Festkolloquium am 1. Oktober 1993 anlässlich des 80. Geburtstages von em. Prof. Dr.-Ing. Herbert Breth.
Darmstadt, November 1994
- Nr. 33 Vorträge des 1. Darmstädter Geotechnik-Kolloquiums am 14.7.1994.
Darmstadt, Dezember 1994
- Nr. 34 Vorträge zum 2. Darmstädter Geotechnik-Kolloquium am 30.3.1995.
Darmstadt, Dezember 1995
- Nr. 35 Vorträge zum 3. Darmstädter Geotechnik-Kolloquium am 21.3.1996.
Darmstadt, März 1996
- Nr. 36 Ein Berechnungsmodell zum Tragverhalten der Kombinierten Pfahl-Plattengründung.
Dr.-Ing. Yasser El-Mossallamy, Dezember 1996
- Nr. 37 Vorträge zum 4. Darmstädter Geotechnik-Kolloquium am 13.3.1997.
Darmstadt, März 1997
- Nr. 38 Vorträge zum Workshop Baugrund-Tragwerk-Interaktion am 21. November 1997.
Darmstadt, November 1997
- Nr. 39 Vorträge zum 5. Darmstädter Geotechnik-Kolloquium am 19.3.1998.
Darmstadt, März 1998
- Nr. 40 Beitrag zum Grenzverformungsverhalten und zur Gebrauchstauglichkeit horizontaler mineralischer Deponiebarrieren.
Dr.-Ing. Lorenz Edelmann, August 1998
- Nr. 41 Flachglas-Elemente als dauerhafte Schadstoffsperre in Deponiebasisabdichtungen - Integrierte-Glas-Sandwich-Dichtung (IGSD) -.
Dr.-Ing. Heinrich Weiler, November 1998
- Nr. 42 Experimentelle und numerische Untersuchungen zum Tragverhalten von Pfahlgründungen im Fels.
Dr.-Ing. Jörg Holzhäuser, November 1998
- Nr. 43 Vorträge zum 1. Darmstädter Baurechts-Kolloquium am 14. Januar 1999
an der TU Darmstadt.
Darmstadt, Januar 1999
- Nr. 44 Vorträge zum 6. Darmstädter Geotechnik-Kolloquium am 11. März 1999.
Darmstadt, März 1999
- Nr. 45 Einfluß der Kapillarität auf die Mehrphasenströmung bei der Sanierung von Mineralölschadensfällen im Boden.
Dr.-Ing. Matthias Vogler, März 1999

- Nr. 46 Vorträge zum 2. Berlin-Darmstädter Baurechts-Kolloquium am 15. Oktober 1999 in Berlin.
Darmstadt, Oktober 1999
- Nr. 47 Vorträge zum Darmstädter Fortbildungsseminar Kombinierte Pfahl-Plattengründung (KPP).
Darmstadt, Dezember 1999
- Nr. 48 Untersuchungen zur Viskoplastizität und Festigkeit von Steinsalz.
Dr.-Ing. Conrad Boley, Dezember 1999
- Nr. 49 Experimentelle und theoretische Untersuchung der Stabilisierungsmöglichkeiten und des Verhaltens von tropischen Lateritböden.
Dr.-Ing. Girma Boled-Mekasha, Dezember 1999
- Nr. 50 Vorträge zum 2. Workshop Baugrund-Tragwerk-Interaktion am 17. März 2000.
Darmstadt, März 2000
- Nr. 51 Vorträge zum 7. Darmstädter Geotechnik-Kolloquium am 23. März 2000.
Darmstadt, März 2000
- Nr. 52 Beiträge anlässlich des 50. Geburtstages von Herrn Professor Dr.-Ing. Rolf Katzenbach.
Darmstadt, Mai 2000
- Nr. 53 In-situ-Messungen und numerische Studien zum Tragverhalten der Kombinierten Pfahl-Plattengründung.
Dr.-Ing. Oliver Reul, Juli 2000
- Nr. 54 Vorträge zum 3. Darmstadt-Berliner Baurechts-Kolloquium am 20. Oktober 2000 an der TU Darmstadt.
Darmstadt, Oktober 2000
- Nr. 55 Vorträge zum 8. Darmstädter Geotechnik-Kolloquium am 15. März 2001.
Darmstadt, März 2001
- Nr. 56 Vorträge zum 4. Berlin-Darmstädter Baurechts-Kolloquium am 28. September 2001 in Berlin.
Darmstadt, September 2001
- Nr. 57 Experimentelle und numerische Untersuchungen zur Gleislagestabilität.
Dr.-Ing. Stefan A. Heineke, Dezember 2001
- Nr. 58 Vorträge zum 9. Darmstädter Geotechnik-Kolloquium am 14. März 2002.
Darmstadt, März 2002
- Nr. 59 Trag- und Verformungsverhalten tiefer Baugruben in bindigen Böden unter besonderer Berücksichtigung der Baugrund-Tragwerk- und der Baugrund-Grundwasser-Interaktion.
Dr.-Ing. Christian Moormann, Juli 2002
- Nr. 60 Energiepfahlanlagen mit Saisonalem Thermospeicher.
Dr.-Ing. Annette Ennigkeit, September 2002
- Nr. 61 Vorträge zum 5. Darmstadt-Berliner Baurechts-Kolloquium am 18. Oktober 2002 an der TU Darmstadt.
Darmstadt, Oktober 2002
- Nr. 62 Vorträge zum 3. Workshop Baugrund-Tragwerk-Interaktion am 30. Oktober 2002.
Darmstadt, Oktober 2002

- Nr. 63 Beitrag zur Modellierung des Tragverhaltens Kombiniertes Pfahl-Plattengründungen (KPP) unter Verwendung geotechnischer Messungen.
Dr.-Ing. Bernd Lutz, Dezember 2002
- Nr. 64 Vorträge zum 10. Darmstädter Geotechnik-Kolloquium am 13. März 2003.
Jubiläumskolloquium, Darmstadt, März 2003
- Nr. 65 Festschrift zum 90. Geburtstag von em. Prof. Dr.-Ing. Herbert Breth am 29. Juni 2003.
Darmstadt, Juni 2003
- Nr. 66 Experimentelle und numerische Untersuchungen zum Verhalten von granularen Materialien unter zyklischer Beanspruchung.
Dr.-Ing. Gerd Festag, September 2003
- Nr. 67 Vorträge zum 6. Berlin-Darmstädter Baurechts-Kolloquium am 30. Oktober 2003 in Berlin.
Darmstadt, Oktober 2003
- Nr. 68 Vorträge zum 11. Darmstädter Geotechnik-Kolloquium am 18. März 2004.
Darmstadt, März 2004
- Nr. 69 Vorträge zum 7. Darmstadt-Berliner Baurechts-Kolloquium am 28. Oktober 2004 an der TU Darmstadt.
Darmstadt, Oktober 2004
- Nr. 70 Experimentelle und numerische Untersuchungen zum Tragverhalten von Ort betonpfählen mit variabler Bodenverdrängung.
Dr.-Ing. Alexander Schmitt, Dezember 2004
- Nr. 71 Vorträge zum 12. Darmstädter Geotechnik-Kolloquium am 17. März 2005.
Darmstadt, März 2005
- Nr. 72 Beitrag zur Klärung des Trag- und Verformungsverhaltens horizontal belasteter Kombiniertes Pfahl-Plattengründungen.
Dr.-Ing. Jens Turek, März 2006
- Nr. 73 Vorträge zum 13. Darmstädter Geotechnik-Kolloquium am 16. März 2006.
Darmstadt, März 2006
- Nr. 74 Vorträge zum 8. Berlin-Darmstädter Baurechts-Kolloquium am 6. Oktober 2006 in Berlin.
Darmstadt, Oktober 2006
- Nr. 75 Experimentelle und numerische Untersuchungen zur Baugrund-Fahrweg-Interaktion von Bahnstrecken auf gering tragfähigem Baugrund.
Dr.-Ing. Marc Ittershagen, März 2006
- Nr. 76 Vorträge zum 14. Darmstädter Geotechnik-Kolloquium am 15. März 2007.
Darmstadt, März 2007
- Nr. 77 Nonlinear response of laterally loaded piles in soft Bangkok clay.
Dr.-Ing. Sathaporn Pokpong, August 2007
- Nr. 78 Erdwiderstand in homogenem und geschichtetem Baugrund – Experimente und Numerik.
Dr.-Ing. Christian Gutberlet, Februar 2008
- Nr. 79 Vorträge zum 15. Darmstädter Geotechnik-Kolloquium am 13. März 2008.
Darmstadt, März 2008

- Nr. 80 Prozessorientierte Kooperation in der geotechnischen Bauplanung.
Dr.-Ing. Johannes Giere, März 2009
- Nr. 81 Vorträge zum 16. Darmstädter Geotechnik-Kolloquium am 19. März 2009.
Darmstadt, März 2009
- Nr. 82 Dreidimensionale, zeitvariante stoffliche Modellierung von granularem Steinsalz.
Dr.-Ing. Stefan Wachter, Mai 2009
- Nr. 83 Möglichkeiten und Grenzen experimenteller und numerischer Modellbildungen zur
Optimierung geotechnischer Verbundkonstruktionen.
Dr.-Ing. habil. Christian Moormann, Mai 2009
- Nr. 84 Entwicklung von Grund- und Böschungsbruch – Experimente und Numerik.
Dr.-Ing. Gregor Bachmann, August 2009
- Nr. 85 Effects of seismic soil-structure interaction on the bearing capacity factors for shallow
strip footings.
Dr.-Ing. Alexis Nzahabwanimana, September 2009
- Nr. 86 Vorträge zum 17. Darmstädter Geotechnik-Kolloquium am 18. März 2010.
Darmstadt, März 2010
- Nr. 87 Vorträge zum Festkolloquium “50 Jahre Geotechnik an der TU Darmstadt” am 25. Juni
2010. Darmstadt, Juni 2010
- Nr. 88 Vorträge zum 18. Darmstädter Geotechnik-Kolloquium am 17. März 2011.
Darmstadt, März 2011
- Nr. 89 Vorträge zum 9. Berlin-Darmstädter Baurechts-Kolloquium am 07. April 2011
in Berlin.
Darmstadt, April 2011 (in Vorbereitung)
- Nr. 90 Optimized Use of Combined Pile-Raft Foundation Design
for High-Rise Buildings on Semi-Soft Soils.
Dr.-Ing. Henok Fikre, Dezember 2011
- Nr. 91 Vorträge zum 19. Darmstädter Geotechnik-Kolloquium am 15. März 2012.
Darmstadt, März 2012
- Nr. 92 Vorträge zum 20. Darmstädter Geotechnik-Kolloquium am 21. März 2013.
Jubiläumskolloquium, Darmstadt, März 2013
- Nr. 93 Vorträge zum 21. Darmstädter Geotechnik-Kolloquium am 20. März 2014.
Darmstadt, März 2014
- Nr. 94 Vorträge zum 22. Darmstädter Geotechnik-Kolloquium am 12. März 2015.
Darmstadt, März 2015
- Nr. 95 Simulation des mechanischen Verhaltens einer Deponie unter Berücksichtigung der
spezifischen Stoffeigenschaften und zeitvarianten Randbedingungen.
Dr.-Ing. Jörg Gutwald, September 2015
- Nr. 96 Serviceability and safety in the design of rigid inclusions and combined pile-raft foun-
dations.
Dr.-Ing. Cécilia Bohn, September 2015
- Nr. 97 Vorträge zum 23. Darmstädter Geotechnik-Kolloquium am 10. März 2016.
Darmstadt, März 2016

- Nr. 98 Handbuch zur Wiedernutzung von Bestandsgründungen, Dezember 2016
- Nr. 99 Oberflächennahe Geothermiesondenanlagen – von der Praxisstudie zur modellbasierten Analyse ihrer Temperaturfahnenausbreitung.
Dr.-Ing. Isabel Wagner, Dezember 2016
- Nr. 100 Einsatz effizienzoptimierter geothermischer Systeme zur Schnee- und Eisfreihaltung von Verkehrsflächen.
Dr.-Ing. Thomas Waberseck, März 2017
- Nr. 101 Vorträge zum 24. Darmstädter Geotechnik-Kolloquium am 16. März 2017.
Darmstadt, März 2017
- Nr. 102 The deformation behavior of Dubai's Subsoil.
Dr.-Ing. Marwan Alzaylaie, Dezember 2017
- Nr. 103 Zeitvariantes Materialverhalten von granularem Steinsalz und Simulation in numerischen Modellen.
Dr.-Ing. Steffen Leppla, Dezember 2017
- Nr. 104 Vorträge zum 25. Darmstädter Geotechnik-Kolloquium am 08. März 2018.
Darmstadt, März 2018

**Mitteilungen des Institutes und der Versuchsanstalt für Geotechnik der
TU Darmstadt**

Hrsg.: Prof. Dr.-Ing. Hauke Zachert

- Nr. 105 Vorträge zum 26. Darmstädter Geotechnik-Kolloquium am 07. März 2019.
Darmstadt, März 2019
- Nr. 106 Experimentelle und numerische Untersuchungen zur Wiedernutzung von Bestandsgründungen.
Dr.-Ing. Hendrik Ramm, April 2019
- Nr. 107 Untersuchungen zur schädigenden Ettringitbildung bei der Baugrundverbesserung mit hydraulischen Bindemitteln in tonmineralhaltigen Böden.
Dr.-Ing. Alexandra Weidle, Juli 2019

Darmstadt Geotechnics

Ed.: Prof. Dr.-Ing. Rolf Katzenbach

- No. 1 3rd Darmstadt-Geotechnical Conference. 21 March 1996, Darmstadt
- No. 2 4th Darmstadt-Geotechnical Conference. 13 March 1997, Darmstadt
- No. 3 5th Darmstadt-Geotechnical Conference. 19 March 1998, Darmstadt
- No. 4 International Conference on Soil-Structure Interaction in Urban Civil Engineering.
Volume I + II, 8/9 October 1998, Darmstadt
- No. 5 6th Darmstadt Geotechnical Conference. 11 March 1999, Darmstadt
- No. 6 2nd Workshop Soil-Structure Interaction. 17 March 2000, Darmstadt
- No. 7 7th Darmstadt Geotechnical Conference. 23 March 2000, Darmstadt
- No. 8 8th Darmstadt Geotechnical Conference. 15 March 2001, Darmstadt
- No. 9 9th Darmstadt Geotechnical Conference. 14 March 2002, Darmstadt
- No. 10 3rd Workshop Soil-Structure Interaction. 30 October 2002, Darmstadt
- No. 11 10th Darmstadt Geotechnical Conference. 13 March 2003, Darmstadt
- No. 12 11th Darmstadt Geotechnical Conference. 18 March 2004, Darmstadt
- No. 13 12th Darmstadt Geotechnical Conference. 17 March 2005, Darmstadt
- No. 14 13th Darmstadt Geotechnical Conference. 16 March 2006, Darmstadt
- No. 15 14th Darmstadt Geotechnical Conference. 15 March 2007, Darmstadt
- No. 16 15th Darmstadt Geotechnical Conference. 13 March 2008, Darmstadt
- No. 17 16th Darmstadt Geotechnical Conference. 19 March 2009, Darmstadt
- No. 18 International Conference on Deep Foundations – CPRF and Energy Piles.
15 May 2009, Frankfurt am Main
- No. 19 17th Darmstadt Geotechnical Conference. 18 March 2010, Darmstadt
- No. 20 18th Darmstadt Geotechnical Conference. 17 March 2011, Darmstadt
- No. 21 Particle Image Velocimetry Measuring Methods for Soil Movements in Geotechnics,
December 2011, Darmstadt
- No. 22 19th Darmstadt Geotechnical Conference, 15 March 2012, Darmstadt
- No. 23 20th Darmstadt Geotechnical Conference, 21 March 2013, Darmstadt
- No. 24 21th Darmstadt Geotechnical Conference, 20 March 2014, Darmstadt